

TREŚĆ: Prof. Dr. M. Thullie: Wzmacnianie mostów żelaznych kratowych żelbetem i spawaniem. — Prof. Dr. J. Bogucki: Współczesne budownictwo żelazne. — St. Bryła: Żelazne konstrukcje spawane. Zasady obliczenia i elementy połączeń. — Inż. J. Nechay: Materiały zastępcze przy budowie ścian i stropów. — Inż. V. Poniż: Żelazne konstrukcje spawane w świetle badań. — Inż. M. Kubaszewska: Rozwój metody spawania we Francji.

Zeszyt poświęcony budownictwu żelaznemu.

Wzmacnianie mostów żelaznych kratowych żelbetem i spawaniem.

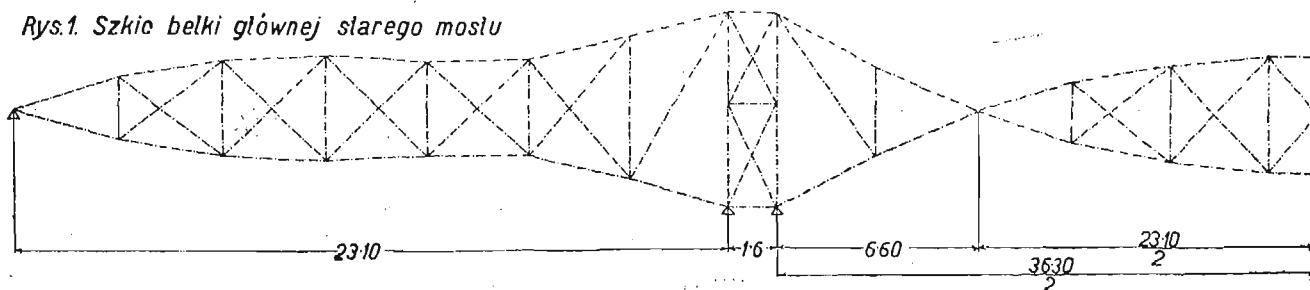
Podał wedle Dr. F. Empergera Dr. M. Thullie.

Wzmacnianie żelaznych mostów kratowych zapomocą dodatkowych kształtówek lub wstęp przynitowanych lub spawanych połączone jest z wielu trudnościami i kosztami, psuje też estetyczny wygląd mostu, tak, że często wolimy budować nowy most zamiast go wzmacniać.

ności możemy przez tego dokładki przytwierdzić i poprzednio nagrzać. Możemy też połączyć dokładki spawaniem nie tylko na końcach, ale i w kilku innych miejscach.

Przy tym sposobie wykonania wykańczamy most zupełnie odciążony, tylko obetonowanie ciągnionych prętów

Rys.1. Szkic belki głównej starego mostu

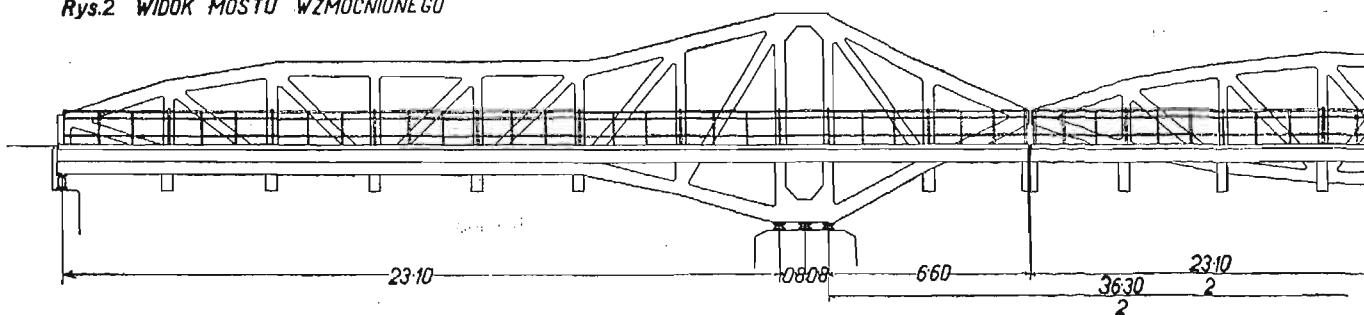


Wzmacnianie takich mostów żelbetem powiększa ich ciężar, a przez to zmniejsza wpływ wstrząśnień, oprócz tego ma wiele stron dobrych, a jedną z nich jest łatwość wzmocnienia i rozszerzenia pomostu zapomocą płyty żelbetowej. Trudność przedstawiają tu tylko pręty ciągnione, te musimy wzmacniać dokładkami żelaznymi połączonymi z prętami zapomocą spawania. Aby dobre współdziałanie

wykonywa się po zdjęciu rusztowania, a więc po odkształceniu wskutek ciężaru własnego tak, że ciężar własny nie działa wcale na beton prętów ciągnionych.

Kolejność wykonania takiego wzmocnienia przedstawimy tu na przykładzie mostu drogowego na Menie pod Hasfurtem, który miał między dźwigarami głównymi jezdnię 5 m i dwa chodniki po 1 m szerokie. Rys. 1 po-

Rys.2. WIDOK MOSTU WZMOCNIONEGO



osiągnąć, trzeba dźwigary odciążyc, aby cały przekrój mógł być naprężonym całym ciężarem. Więc i ciężar własny będzie działał na dokładki, które najprzód wyprostuje a później napręży. Dobre współdziałanie zależy od przyczepności i utwierdzenia hakami końcowymi. Ponieważ naprężenie dokładek zależnem jest od haków, które mogą nieco się poddać, więc przesunięcie małe dokładek zmniejsza ich naprężenie, które więc będą mniejsze, niż w starych prętach, a więc dokładki nie będą zupełnie wykorzystane, a oprócz tego mogą łatwo powstać pęknięcia betonu, który musi się dostosować do przedłużenia starych prętów.

Aby tego uniknąć, wzmacnia się pręty ciśnione żelbetem, zaś ciągnione zapomocą spawanych dokładek. Przy prętach ciśnionych usztywnia je żelbet, przez co wzmacnia je zwykle dostatecznie tak, że nie potrzeba żelaznych dokładek. Przy prętach ciągnionych łączy się dokładki na końcach spawaniem, aby uzyskać w ten sposób pewne współdziałanie nowego przekroju ze starym. Dla pew-

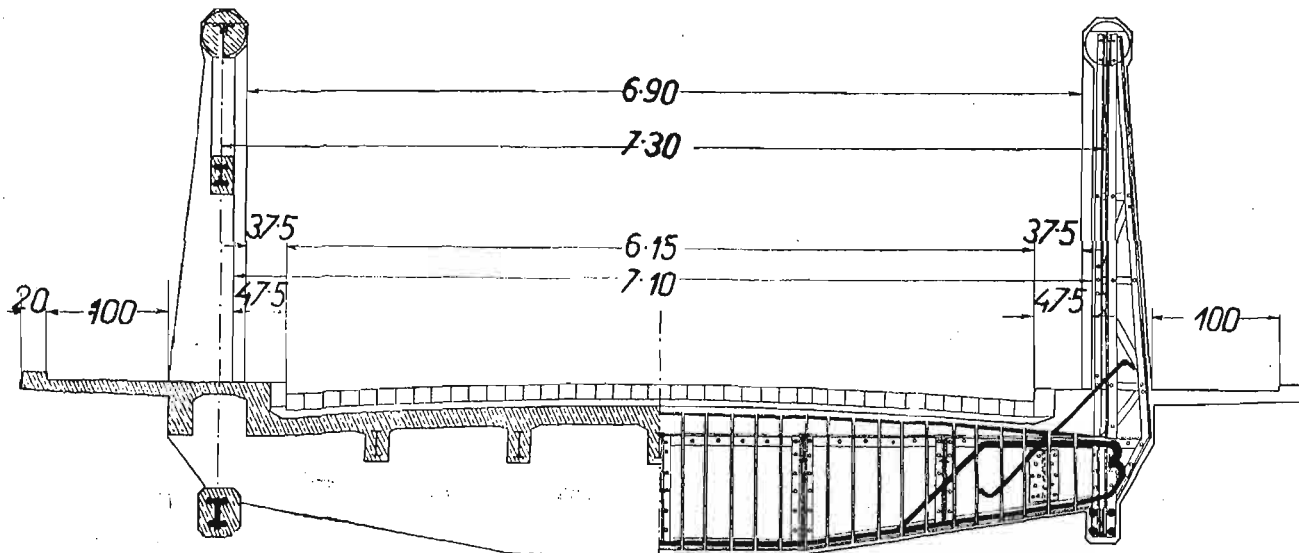
daje szkic belki głównej wspornikowej o rozpiętości przęsła średniego 36.3 m i dwu przęseł skrajnych o rozpiętości po 23.1 m. Most ten zbudowany był w r. 1867 z żelaza spawanego. Ludność okoliczna domagała się od dawna jego wzmocnienia i rozszerzenia wobec za wielkich kosztów budowy mostu nowego.

Żelazo spawane ma granicę ciastowatości 2200 kg/cm². Przepisy niemieckie pozwalają przy uwzględnieniu współczynników wstrząśnień naprężenie 1400 kg/cm². Obliczono most dla drogi II klasy ze współczynnikiem wstrząśnień 40% dla pomostu, a 20% dla dźwigarów głównych i obliczono przekroje tylko dla 1200 kg/cm² ze względu na możliwe przyszłe zwiększenie obciążenia.

Rys. 2 przedstawia widok mostu wzmocnionego i obetonowanego. Usunięto przekątnie drugorzędne, przegub wzmocniono. Most podiera się naprzód rusztowaniem tak, aby cały ciężar spoczywał na rusztowaniu, a w belce nie było wcale naprężeń. Teraz układa się potrzebne dokładki i łączy spawaniem na ich końcach z prętami.

Pręty ciśnione opatrujemy owinięciem. Teraz dopiero po wykonaniu tych robót wzmacniających zastanawia się ruch i usuwa pokrycie pomostu. Teraz wykonywamy

tonowanie prętów ciągnionych stanowi tylko nieznaczne wzmocnienie. Koszt tego rodzaju wzmocnienia mostu i jego rozszerzenia jest w stosunku do sposobów dotychczas uży-

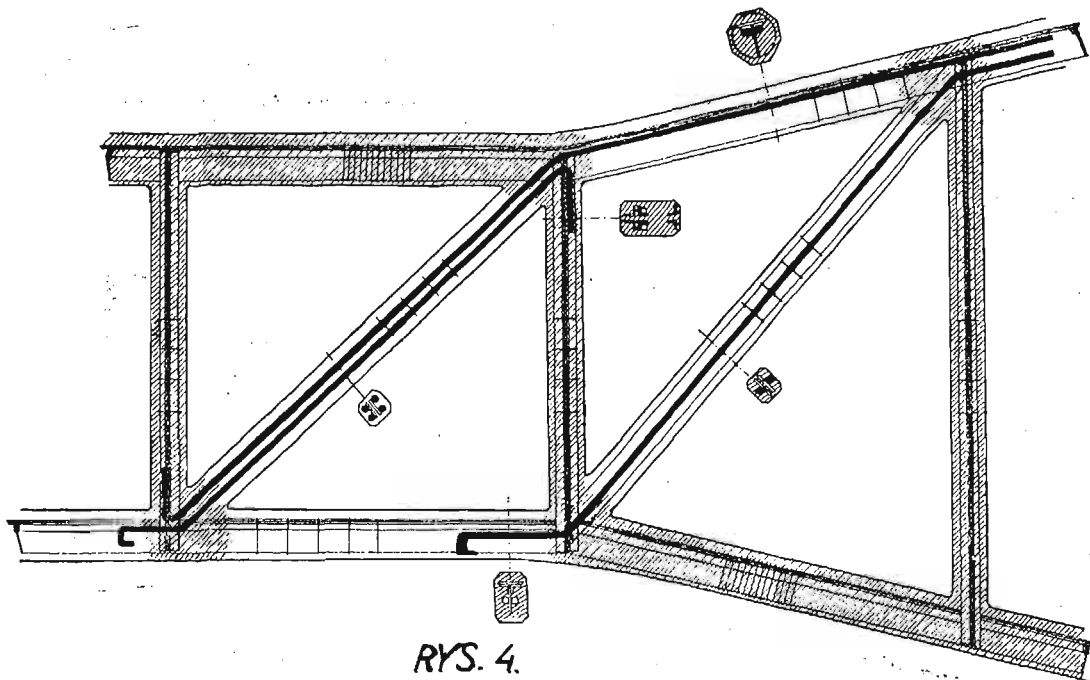


RYS. 3. PRZEKRÓJ POPRZECZNY MOSTU WZMOCNIONEGO I ROZSZERZONEGO

wzmocnienie pomostu, tudzież jego rozszerzenie wedle rysunku 3. Po ukończeniu tej roboty zabetonowuje się pręty ciśnione, a także i te, które mają małe ciągnięcie w sposób wskazany kreskowaniem na rys. 4. Pręty ciągnione, których wzmocnienie tu silnie zaznaczono, pozostają

wanych niewielki, co jest tem ważniejsze, że zabetonowanie zmniejsza koszt utrzymania prawie do zera, a most staje się znacznie odporniejszym względem wstrząśnień wskutek zwiększonego ciężaru własnego.

Tak ogólnie potrzebna rekonstrukcja i rozszerzenie



RYS. 4.

stają niebetonowane. Teraz opuszcza się rusztowanie, wskutek czego zaczyna działać zwiększony ciężar własny a most można już oddać dla ruchu, bo późniejsze zabe-

istniejących mostów żelaznych wskutek ruchu samochodowego znajduje w powyżej podanym sposobie środek, na który należałoby zwrócić uwagę.

Prof. Dr. Jan Bogucki.

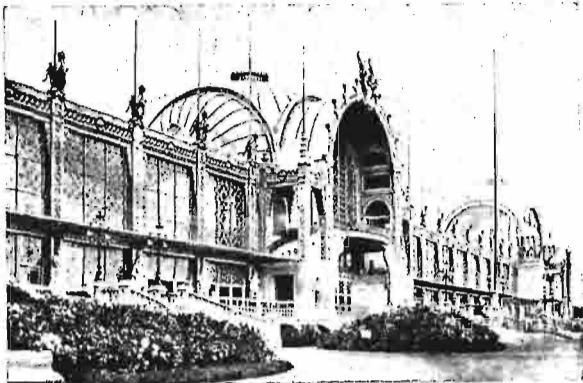
Współczesne budownictwo żelazne.

Mówiąc o współczesnym budownictwie żelaznym, z konieczności ograniczyć się muszę do jednego tylko działu, najbardziej dla naszych czasów charakterystycznego — jest nim budownictwo żelazne szkieletowe dla

celów fabrycznych, przemysłowych i mieszkalnych, które tak silnie rozwinęło się w Ameryce, a obecnie coraz bardziej rozpowszechnia się w Europie, a więc i w Polsce. Początki budownictwa szkieletowego żelaznego się-

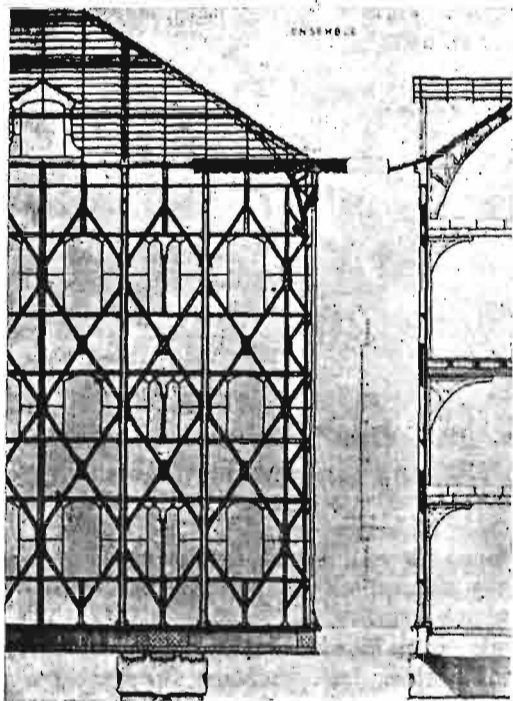
gają połowy ubiegłego stulecia, gdy w r. 1851 powstał „Pałac Kryształowy“ na wystawie powszechnej w Londynie¹⁾.

W ślad za nim wybudowano podobny pałac kryształowy w r. 1854 w Monachium i „La grande galerie“, według projektu słynnego Eiffel'a na wystawie w r. 1878 w Paryżu (ryc. 1).



Ryc. 1.

Były to jednak próby zastosowania żelaza w budownictwie wystawowym, które z natury rzeczy wybiega znacznie poza ramy życia codziennego i jakkolwiek stwarza nowe możliwości konstrukcyjne, nie daje jednak typu budowli, przeznaczonych do innych potrzeb życia.



Ryc. 2.

Pierwszy typ budynku szkieletowego żelaznego dla celów fabrycznych i przemysłowych powstał w r. 1871 we Francji. Był to budynek 2-piętrowy według projektu inż.-arch. Saulnier w Noisiel s. Marne koło Paryża (ryc. 2). Elementem wiążącym wysokie słupy ścienne była krata ukośna, której w dzisiejszym budownictwie szkieletowym już prawie nie spotykamy, a elementy poziome służyły tylko jako górne i dolne odgraniczenie okien i całej ściany (oczep i podwalina). Ukośne stężenia konstrukcji wskazują jeszcze na zależność od znanego już dawniej budowni-

¹⁾ Por. Prof. Dr. J. Bogucki: „Rozwój budownictwa żelaznego i jego wpływ na architekturę“. *Czasop. Techn.* 1908.

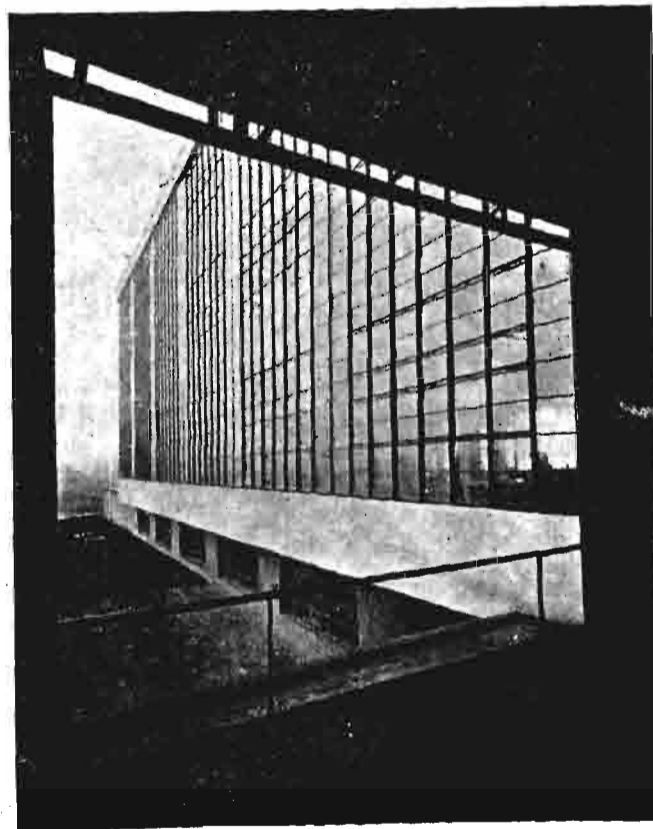
ctwa ryglowego. Brak tu jeszcze elementu ramy, t. j. bezprzekątniowego połączenia słupów rozporą poziomą, związanego dziś niepodzielnie z tym typem budowli. Widzimy to na ryc. 3, który przedstawia prawie równy co



Ryc. 3.

do wielkości budynek z bloku mieszkaniowego w Stuttgardzie (r. 1927). Różnice konstrukcyjne występują tu w całej pełni.

Jeżeli chodzi o architekturę to, wracając do ryc. 2 możemy zauważyć, że dominujący podówczas element



Ryc. 4.

łuku spotykamy jeszcze jako górne, łukowe, nie podyktowane koniecznością konstrukcyjną ograniczenie otworów okiennych. Powtarza się on także w konsolowym podparciu

stropów w więzarach dachowych. Po raz pierwszy jednak nasuwa się wówczas konieczność konstrukcyjna fasady płaskiej bez żadnych występów poziomych i pionowych, co stwierdza nawet sam autor projektu²⁾; mamy tu początek „gładkich płaszczyzn“ nowoczesnego budownictwa. Widzimy je na ryc. 4 przedstawiającym warsztaty firmy Bauhaus w Dessau (r. 1926). Elementem architektury stał się prostokąt w płaszczyźnie, a równoległocią w przestrzeni. Tak zresztą wyglądałby nowoczesny „pałac kryształowy“, bo ściany tych warsztatów są w całości oszklone.

W Ameryce pierwszą próbę budownictwa szkieletowego spotykamy dopiero w r. 1883, ale szybki jego i kolosalny rozwój w zastosowaniu do t. zw. „drapaczy chmur“ każe nam wierzyć, że jest to budownictwo przyszłości.

Budujący się obecnie gmach administracyjny firmy samochodowej Chrysler Motor Car Corporation w New-Jorku (ryc. 5) o 77 piętrach, łącznej wysokości 323 m



Ryc. 5.

25 cm, prześciga swoją wysokością dotychczasowe budowle kuli ziemskiej (wieża Eiffel'a wysokość 300 m 65 cm) i wskazuje nam równocześnie na żelazo, a względnie stal — jako jedyny materiał do takich celów. Budynek ten pochłonął 21.000 t stali³⁾ — 3,826.000 cegieł; wykazuje 9 ha podłóg, a więc powierzchni użytkowej, która oprócz 12.000 stałych mieszkańców może obsłużyć 80.000 interesantów dziennie, co umożliwiono zapomocą 32 wind przy ruchu dziennym do 100 km każda! W ścianach tego budynku mamy 3750 okien a do instalacji elektrycznych

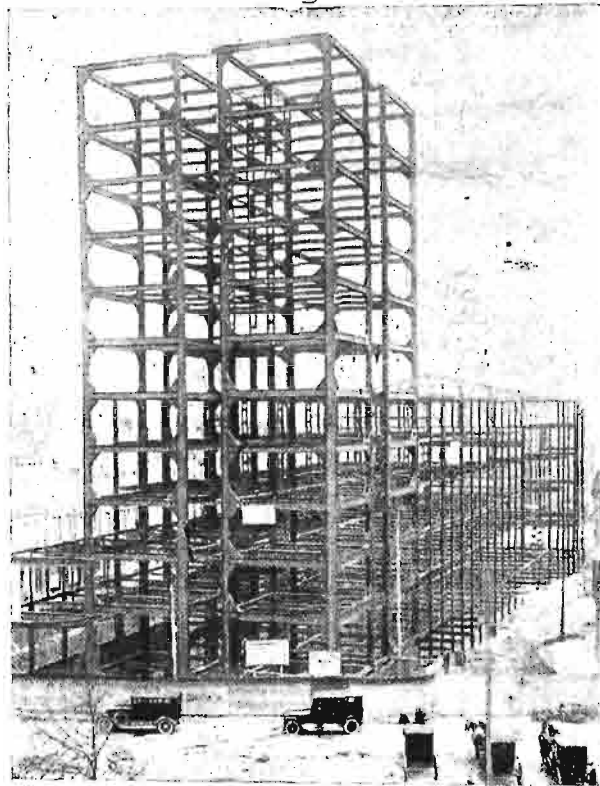
²⁾ Por. Encycl. d'arch. 1877 str. 92: „Le système de la construction employé pour les Façades donnait du haut en bas une surface entièrement plane, sans aucune saillie horizontale ou verticale“.

³⁾ Wieża Eiffel'a waży 8,600.000 kg.

zużyto 1210 km drutu. Tak wygląda nowoczesny kolos budownictwa żelaznego szkieletowego, ale nie u nas — w Europie i w Polsce.

U nas — przy mniejszych wysokościach — nawet do 6 pięter — silną konkurencję w tym kierunku wywiera żelazo-beton, wobec ciężkich warunków produkcji, w jakich znajduje się w porównaniu z Ameryką nasze hutnictwo.

W najnowszych jednak czasach, wobec chęci poparcia tego przemysłu i wobec konieczności lepszego wyżywania drożących z każdym dniem parcel, a także w celu korzystnego skupienia dużych agend rządowych i przemysłowych, mamy w Europie ponowną próbę rozpowszechnienia budownictwa żelaznego szkieletowego. Pierwsze większe tego rodzaju budynki ukazały się w Niemczech:



Ryc. 6.

W r. 1924 Das Lochnerhaus w Aachen (ryc. 6).

W r. 1926 wspomniany już budynek warsztatowy firmy Bauhaus w Dessau (ryc. 4). Chłodnia, czyli t. zw. Kühlhaus w Hamburgu (ryc. 7) i „Schaltwerk-Hochhaus“ firmy Siemens & Schuckert w Berlinie (ryc. 8) — najwyższy z wymienionych (11 pięter, 48 m wysokości, 176 m długości, o powierzchni użytkowej 30.000 m²).

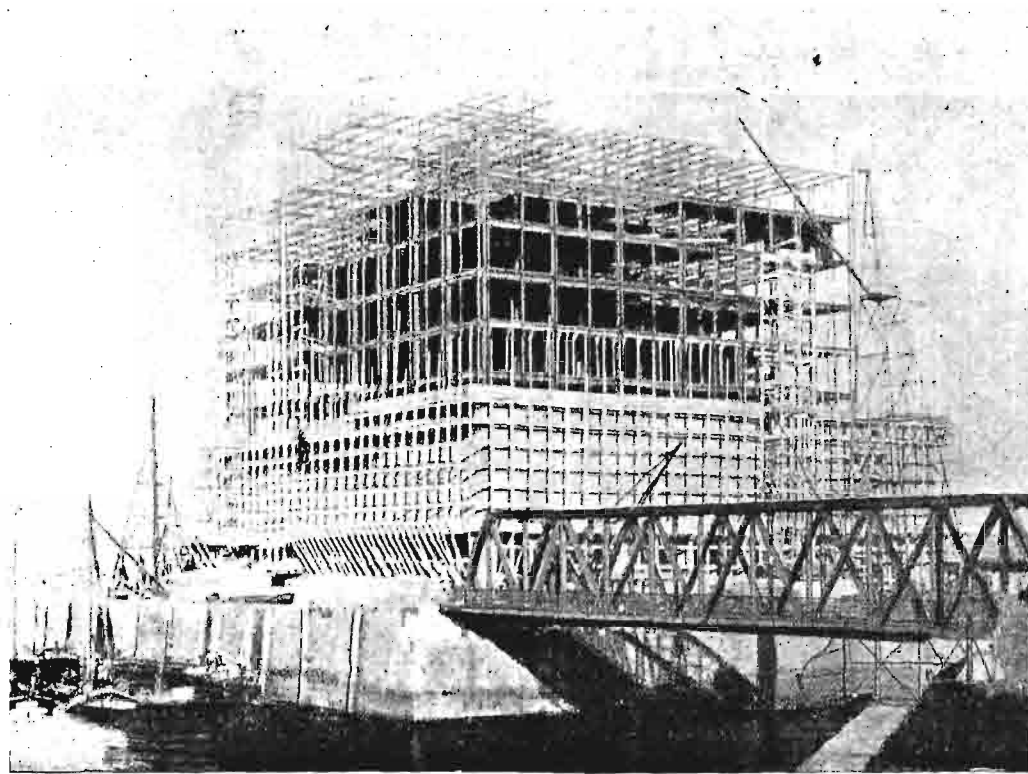
Obecnie w najbardziej handlowej dzielnicy Berlina przy placu Aleksandra położono fundamenty pod dwa mające się wybudować „drapacze chmur“ — jeden kosztem 2½ miliona marek, drugi — kosztem 6 milionów marek.

Ale i Polska nie pozostaje w tyle. Poza budującym się gmachem Centralnego Telegrafu i Telefonów w Warszawie o 10 piętrach i wysokości sięgającej do 40 m nad poziom ulicy, mamy na ukończeniu między innymi Dom dla Profesorów Szkół Zawodowych w Katowicach (ryc. 9), gdzie rozpoczęto także budowę gmachu Urzędów Skarbowych o 15 piętrach i wysokości około 50 m; wspomnieć należy również o wykonaniu budynków fabrycznych znanego typu dla Elektrowni w Łodzi (ryc. 10 i 10 a), oraz dla fabryki jedwabiu w Chodakowie.

Równocześnie pojawiają się i u nas próby wprowadzenia budownictwa szkieletowego żelaznego nawet do drobnego budownictwa mieszkaniowego.

Pierwsze próby w tym kierunku sięgają czasów przedwojennych, a zrobione były w Anglii wobec kryzysu, w jakim się znajdował podówczas przemysł meta-

1. wystarczająca mimo wszystko wytrzymałość statyczna materiału;
2. ogniotrwałość, lub ogniodporność;



Ryc. 7.

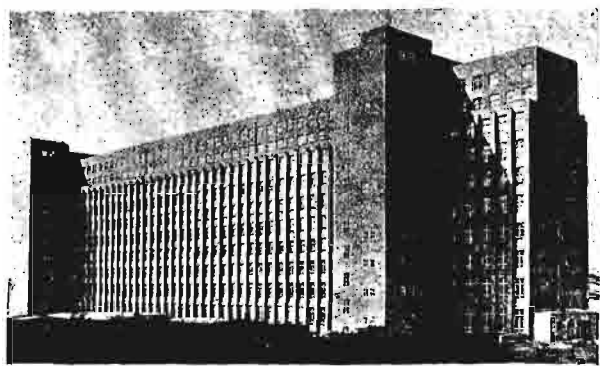
lowy angielski. Dalsze próby w tym kierunku robiła Ameryka, której przy znormalizowaniu części składowych małego budynku piętrowego udało się zredukować czas montażu szkieletu żelaznego wraz z pokryciem dachowym do 2 godzin! (ryc. 11).

Następne próby robiono w Niemczech; a u nas pierwszy domek szkieletowy żelazny, mieszkalny o powierzchni zabudowanej $69 m^2$, systemu Böhlera, wykonała w r. b. firma K. Rudzki i Ska w Warszawie (ryc. 12 i 12a), przy czym koszt domu $16\frac{1}{2}$ tysiąca złotych okazał się o 5 tys. zł. mniejszy od kosztów takiego samego budynku z cegły.

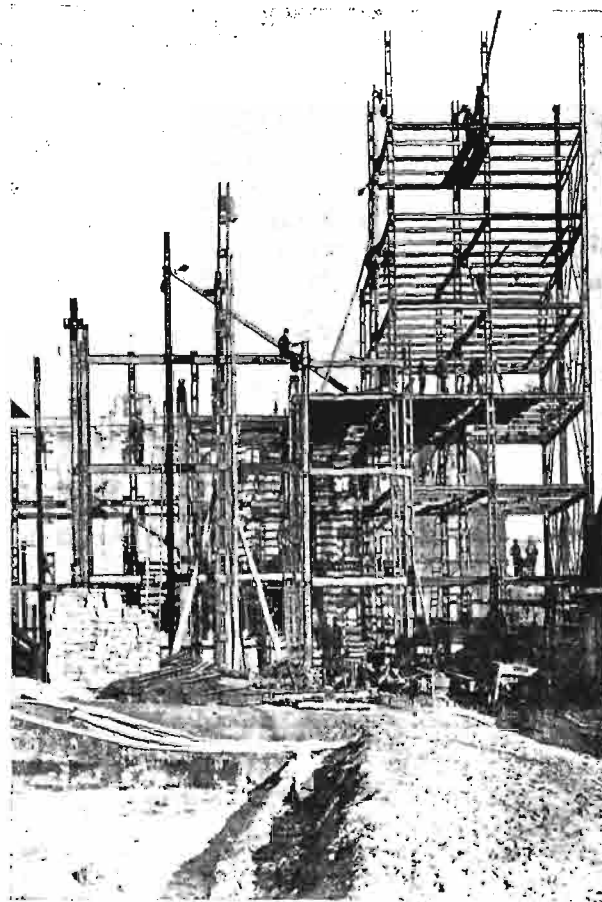
Należy życzyć, ażeby dalsze próby w tym kierunku przyczyniły się do rozwoju i tej gałęzi przemysłu, która, wobec ogólnego braku mieszkań w Polsce nabiera dla nas specjalnego znaczenia.

Jak wiadomo jednak, zależy tu wszystko od sposobu wypełnienia ścian szkieletu żelaznego; a to wypełnienie, jakkolwiek pozbawione większych funkcji statycznych, ma do spełnienia wiele trudnych zadań, jakimi są:

3. długotrwałość wobec czynników destrukcyjnych, jakimi oprócz robactwa i grzyba są wpływy atmosferyczne;



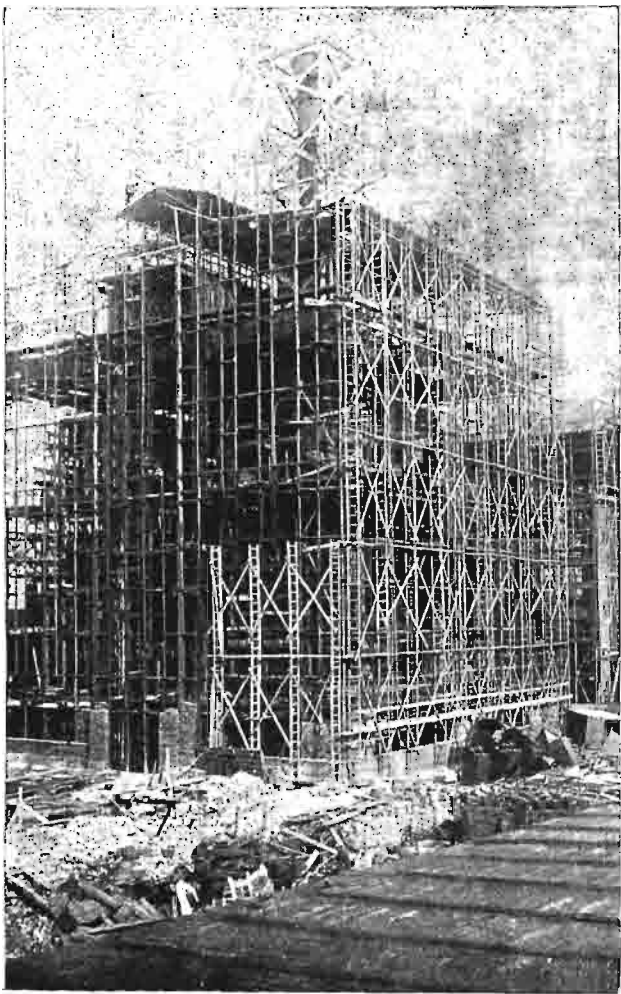
Ryc. 8.



Ryc. 9.

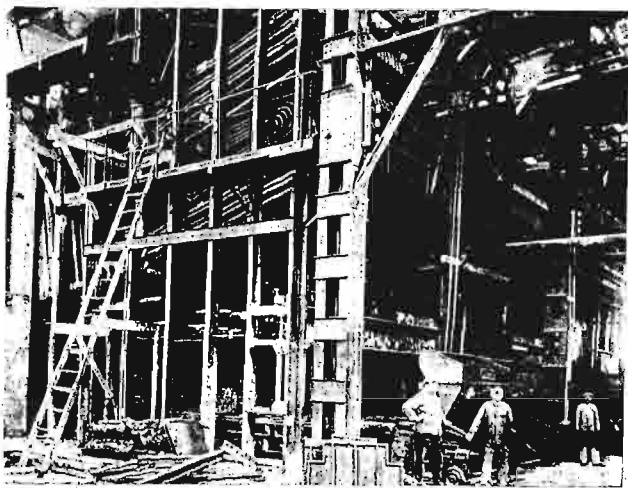
ryczne, a więc działanie zmiennych temperatur, lodu i wody;

4. ciepło i zimno-ochronność pomieszczeń;
5. zabezpieczenie wnętrza od wilgoci;
6. możliwość pewnej wentylacji przez ściany;
7. dostateczna izolacja dźwiękowa;



Ryc. 10.

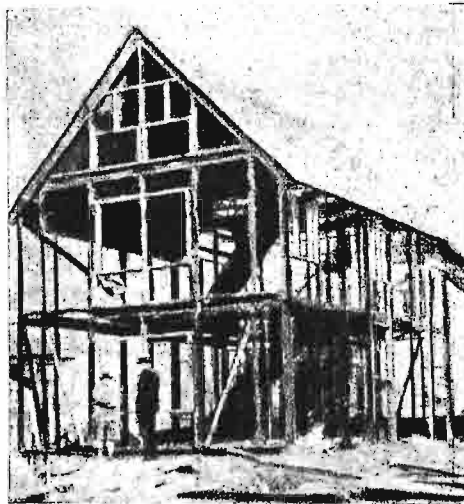
8. możliwość wykonania jak najcieńszych ścian i stropów w celu powiększenia objętości użytecznej budynku;



Ryc. 10 a.

9. możliwość szybkiego wykonania i oddania pomieszczeń do użytku;

10. należyte połączenie ze szkieletem żelaznym i zabezpieczenie tegoż od rdzy;
11. możliwy przynajmniej wygląd zewnętrzny i
12. niski koszt materiału i robocizny.



Ryc. 11.

Czy i o ile materiały dzisiejsze tym warunkom odpowiadają — omówiono w osobnym artykule niniejszego numeru.



Ryc. 12.



Ryc. 12 a.

Do mnie należy jeszcze omówienie zasadniczych elementów konstrukcji szkieletowej żelaznej w ich dążeniu do sprostania funkcjom statycznym i do ułatwienia tam

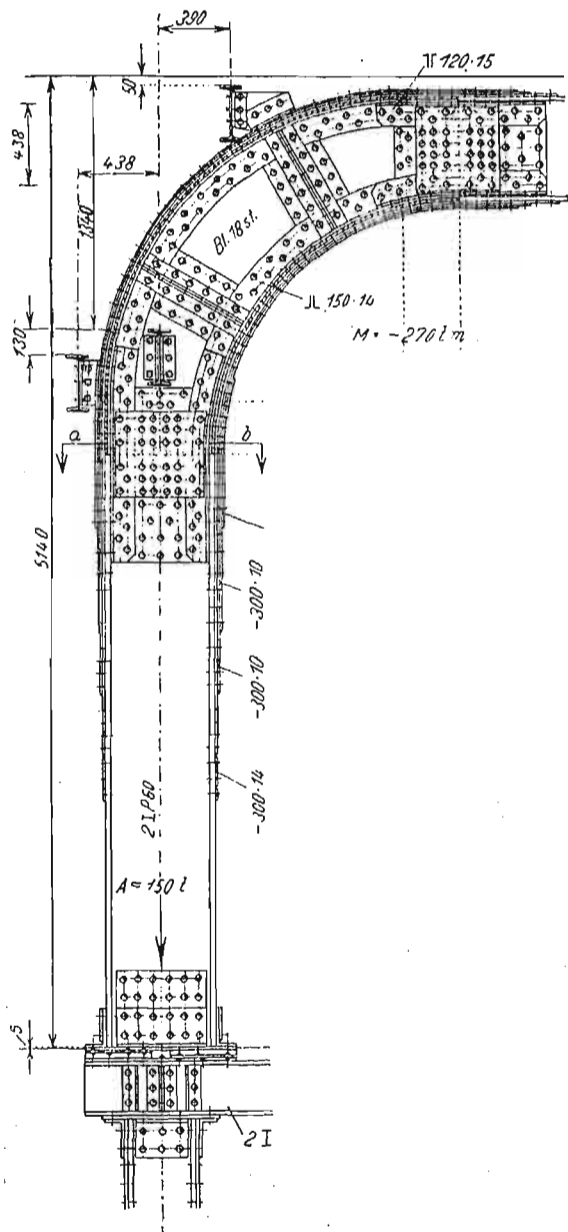
gdzie się da połączeń, przyczem połączenia spawane będą omówione także w osobnym artykule.

Cały materiał, jakoby można było podać w tym kierunku, w niniejszym artykule nie da się wyczerpać.

To też poprzestać muszę na ogólnych wskazówkach, dotyczących konstrukcji szkieletowej żelaznej przynajmniej tych wymiarów, z jakimi liczyć się musimy u nas w Polsce.

Jak już na wstępie zaznaczyłem, głównym elementem konstrukcji szkieletowej żelaznej jest rama — element na pozór bardzo prosty, bo składający się z pionowych słupów i poziomych rozpór — jednak trudny do obliczenia i wykonania.

Przy dużych wielopiętrowych budynkach ustroj ramowy staje się tak trudny do dokładnego obliczenia statycznego, że nieraz rozbija się go na cały szereg układów prostszych, co uskuteczniło np. w projekcie i wykonaniu wspomnianych już „Das Lochnerhaus“ w Aachen (ryc. 6) i „Schaltwerk-Hochhaus“ firmy Siemens i Schuckert w Berlinie (ryc. 8). W obu wypadkach układ ram wielopiętrowych 4-ro słupowych zastąpiono dwoma układami ram dwu słupowych, połączonymi ze sobą zapomożą rozpór przegibnych.



Rys. 13.

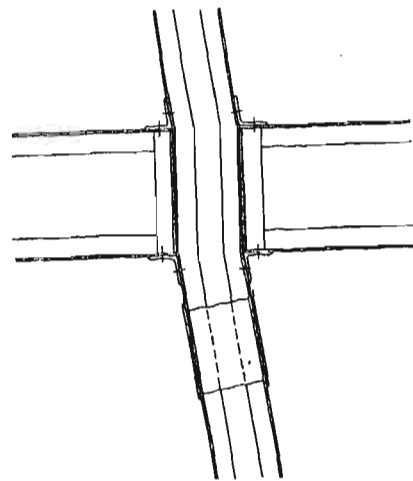
Amerykanie wobec trudności zadania poprzestawali nieraz na rachunku przybliżonym, a w ostatnich czasach

wpadli na pomysł mechanicznego obliczenia ustrojów statycznie niewyznaczalnych, co znalazło swój wyraz potem i w Niemczech, między innymi w postaci znanego aparatu „Nupubest“ Rieckhofa.

Co do konstrukcji ram, to nieraz duże trudności nastęrczają połączenia rozpór ze słupami — szczególnie w narożach ramy. Działają tam zazwyczaj największe momenty zginające, a wobec braku ciągłości pomiędzy rozpórą i słupem zachodzi nieraz potrzeba nie już wzmocnienia części łączonych, ale wprowadzenia nowych znacznie silniejszych elementów, a stąd i trudności połączeń np. Dom Tietza w Berlinie (ryc. 13).

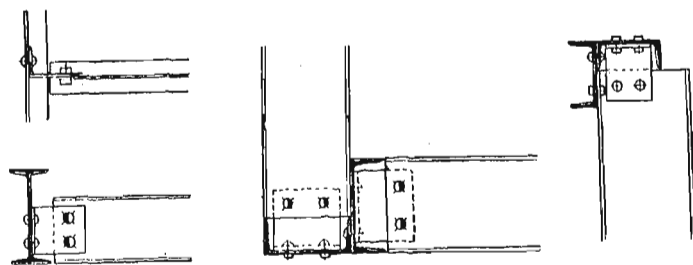
Ponieważ staramy się o to, ażeby wszelkich połączeń w całej konstrukcji było jak najmniej, dlatego też dążymy do zastosowania gotowych dźwigarów walcowanych, przyczem dla słupów w Niemczech znalazły bardzo korzystne zastosowanie dźwigary szerokostopowe typu I, których huty nasze dotychczas niestety nie walcują.

W rozporach wobec zasadniczo mniejszych sił osiowych stosuje się zazwyczaj normalne dźwigary walcowane I, lub belki blaszane — te ostatnie nieraz znacznej bardzo wysokości.



Rys. 14.

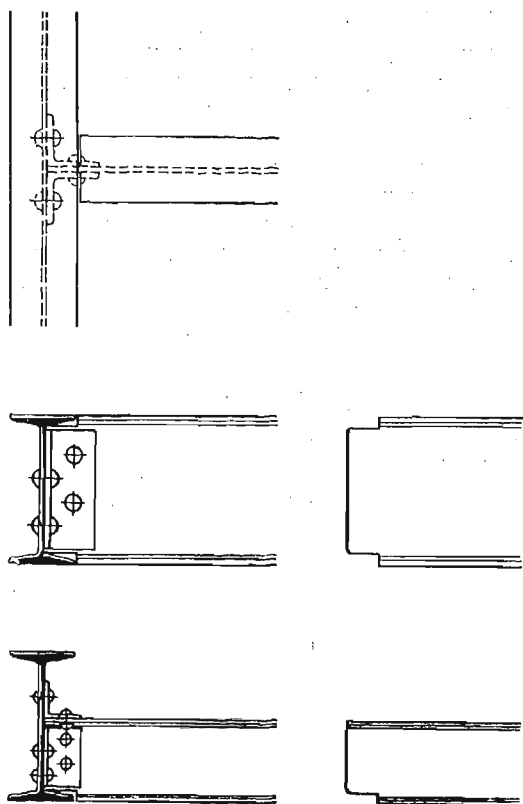
Najczęściej dla ułatwienia montażu — słupy przechodzą wskrós i łączone są ze sobą na styk bezpośredni podłużny z uwzględnieniem nieznacznej zwykle przy wielu piętrach zmiany przekroju, pozostawiając styk boczny dla rozpór. Tu jednak, jak stwierdzono po katastrofalnych wiatrach na Florydzie, połączenie było często niewystarczające, zwłaszcza tam, gdzie się sprowadzało do ciągnięcia śrub, osadzonych w kątówkach (rys. 14).



Rys. 15.

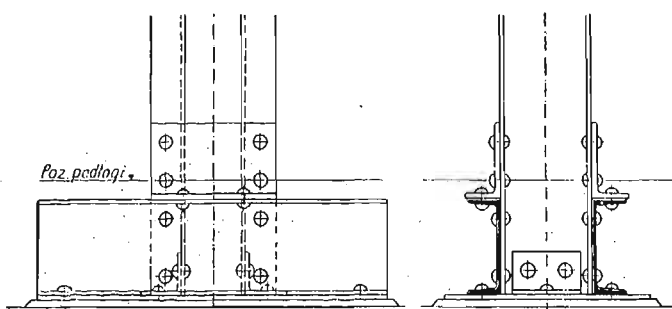
Jak już zaznaczyłem, stężeń ukośnych ze względu na otwory okienne i wypełnienie ścian w konstrukcjach szkieletowych unikamy; w razie koniecznej potrzeby umieszczamy je raczej w płaszczyźnie ścian wewnętrznych, zwłaszcza ścian klatek schodowych, jak to widzimy na rys. 19. Ogromnie pomocne pod tym względem w całej konstrukcji są stropy, które się wykonuje zwykle jako stropy sztywne, a to w tym celu, aby rozdzielały siły poziome równomiernie na wszystkie słupy budynku, co jest konieczne, bo w wielu wypadkach, jak praktyka wykazała

(rys. 14) domniemana sztywność wypełnienia ścian okazała się iluzoryczną.



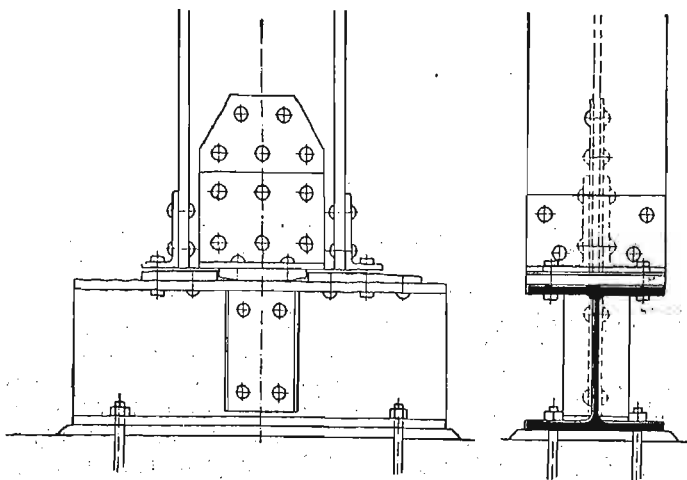
Rys. 16.

Co się tyczy rygli i słupów podziałowych drugorzędnych, którym nie przypadają w udziale wybitne funkcje



Rys. 17.

statyczne, to staramy się te połączenia wykonać jak najprościej; przyczem w Niemczech są one znormalizowane i odbywają się za pomocą kątowników nierównoramiennych

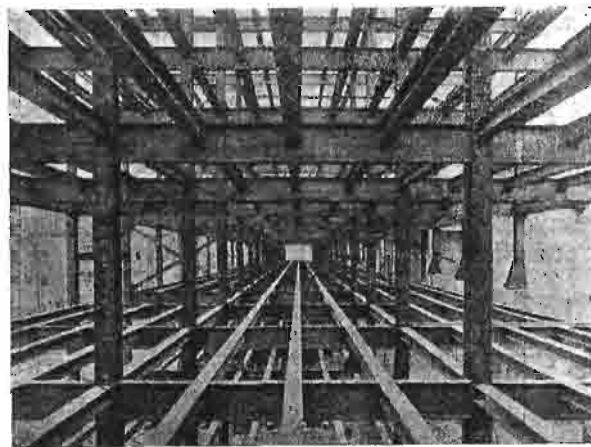


Rys. 18.

bez specjalnego przycinania ścianki dźwigarów, jak to widzimy na rys. 15, a nie jak dotychczas było wykonywane (rys. 16).

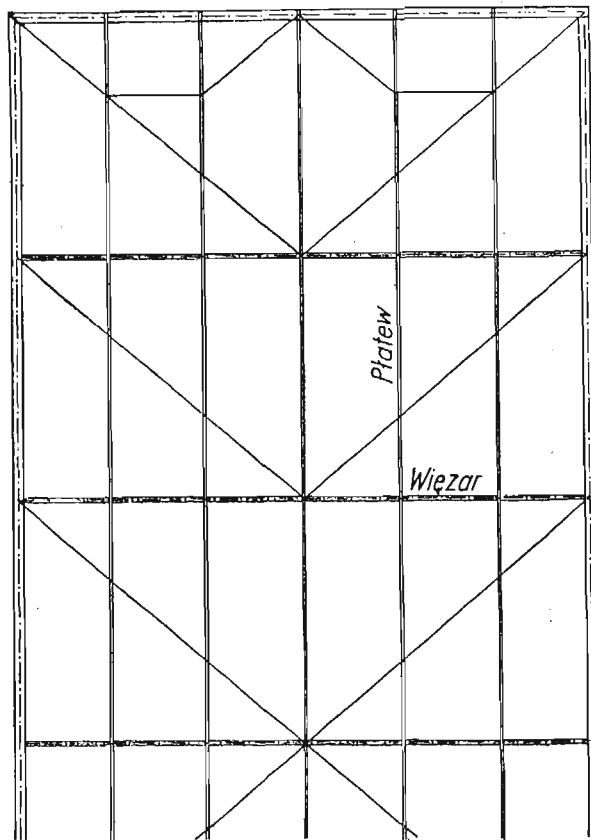
W podstawie słupa częściowo utwierdzonego unikamy dziś blach węzłowych, w celu zmniejszenia długości konstrukcyjnej słupa i uzyskania swobody miejsca i ruchu przy słupie w poziomie podłogi (rys. 17).

Ewentualne przeguby słupów wykonujemy także w sposób uproszczony (rys. 18); zamiast stosowanego dawniej czopa okrągłego mamy tu piętę stalową odcinkową, umieszczoną pomiędzy dwiema nakładkami podstawy tak że przesunięcie jej w kierunku siły poziomej jest niemożliwe.



Rys. 19.

Podciągi stropowe łączymy zwykle ze ścianką, a nie ze stopkami słupów, a to w celu zmniejszenia obciążenia mimośrodowego tychże (rys. 19, magazyn w Szczecinie).



Rys. 20.

Dach w dzisiejszym budownictwie szkieletowym najczęściej bywa płaski (taras) — w tym wypadku elementy konstrukcji żelaznej są te same co w stropie — dźwigary i podciągi.

Tężniki wiatrowe spotykamy tu tylko przy dachach dwu — i cztero-spadkowych bez stropu górnego (co rzadko się zdarza), używane w tym celu dotychczas belki poziome kratowe zastępujemy dziś tężnikami w postaci dachu. Tężniki te, łącznie z elementami pokrycia (pasem górnym więzarów i płatwiami) tworzą ustrój belek kratowych w przestrzeni, który także, jak się okazało, może spełnić należycie swoje zadanie (rys. 20). Na zakończenie wypadałoby nadmienić, że wobec dużych obciążeń, jakie w dzisiejszym budownictwie szkieletowym przypadają elementom konstrukcji, zwłaszcza słupom, zaznacza się i tutaj — nie tylko w mostach — dążenie do stosowania stali wysokowartościowych i byłoby bardzo pożądane, ażeby i nasze huty przystąpiły do odnośnej produkcji, zwłaszcza, że z tą sprawą łączy się kwestja zabezpieczenia

żelaza od rdzy (patent „Nirosta“ Kruppa i stal miedziana). Do budującego się obecnie największego „drapacza chmur“ w Ameryce, o którym wspominałem — zamówiono 700 tonn stali nierdzewiącej Kruppa.

Sprawa ta dla nas ma znaczenie szczególne wobec propagandy drobnego budownictwa żelaznego mieszkaniowego, gdzie w większości istniejących dziś systemów tego budownictwa ze względu na drobny wymiar profilów tam stosowanych używa się powszechnie stali nierdzewiącej.

Byłby to najlepszy sposób zapewnienia długotrwałości konstrukcji żelaznej, która tutaj zwłaszcza wobec drobnych wymiarów szkieletu budzi pod tym względem uzasadnione obawy, działające na szkodę tak pożądanego jej rozpowszechnienia.

Stefan Bryła.

Żelazne konstrukcje spawane. Zasady obliczenia i elementy połączeń.

Zastosowanie spawania w konstrukcjach żelaznych datuje się właściwie od paru lat. Wprawdzie jeszcze w początkach budownictwa żelaznego chciano je wprowadzić w użycie. Dawne jednak, kowalskie metody, stosowane na domiar do znacznie gorszych niż dzisiaj materiałów, nie mogły dawać i nie dawały rzeczywiście wyników korzystnych. To też nic dziwnego, że dotychczasowe przepisy najczęściej zabraniały używania spawania, albo — jeżeli nawet pozwalały, — to przy takiej redukcji naprężeń dopuszczalnych, że opłacać się ono wogóle nie mogło.

Ostatnie lata przyniosły przecież pod tym względem duże zmiany, dzięki zastosowaniu do spajania metali elektryczności i acetyleny. W r. 1917 użyto poraz pierwszy na większą skalę spawania w Ameryce do naprawy internowanych okrętów niemieckich, zatopionych i uszkodzonych przez załogę. Od tego czasu znaczenie jego wzrosło ogromnie, zrazu w zakresie budowy maszyn, zbiorników, przewodów, okrętów i budownictwa wodnego. (Np. w zakładzie wodnym Terni we Włoszech zastosowano spawanie do ciągów turbinowych o średnicy 4 m i grubości ścianki 10 do 32 mm.

Stosunkowo najwolniej wchodziło spawanie w zastosowanie w budownictwie i mostownictwie. Pierwsze większe budowle spawane zostały wzniesione dopiero przed 4-ma laty. A przecież i dzisiaj nie można mówić, że spawanie konstrukcji żelaznych mieści się jeszcze wyłącznie w dziedzinie prób i doświadczeń, ale stwierdzić trzeba, że wchodzi ono tu w zastosowanie w wyjątkowo szybkim tempie i coraz bardziej wypiera konstrukcje nitowane. Ilość budowli fabrycznych, wysokich budynków szkieletowych, mostów spawanych rośnie ustawicznie i coraz szybciej. Jeżeli jeszcze przed paru laty zastosowanie spawania było wprowadzane wyłącznie przez zakłady, którym zależało bezpośrednio na rozpowszechnieniu zwłaszcza aparatów do spawania elektrycznego czy acetylenowego, to dzisiaj wartość tej nowej metody budowania pojęły również warsztaty konstrukcji żelaznych i mostowych wogóle, zaczynając rozumieć, że jest to jedyna droga, na którą wejść musi konstrukcja żelazna, ażeby wogóle się opłacać.

Koszt konstrukcji żelaznej składa się z kosztów materiału i robocizny. Jak przedstawia się pod tymi względami stosunek konstrukcji spawanych do nitowanych?

Ilość materiału żelaznego w konstrukcji spawanej musi być mniejsza niż w konstrukcji nitowanej. Przede wszystkim bowiem potrzebne przekroje prętów są znacznie mniejsze, tak z powodu nieuwzględniania dziur na nity, jakoteż z powodu zmniejszenia ciężaru własnego konstrukcji. Powtórę zaś łączniki, jakich w konstrukcji

nitowanej jest bardzo wiele, (blachy węzłowe, przykładki, kątowniki i t. d.) w przeważnej części odpadają zupełnie, jeżeli zaś są potrzebne — to o znacznie mniejszych wymiarach. Oszczędność na wadze zależy oczywiście od charakteru konstrukcji, wogóle jednak waha w granicach od 10 do 30%, dochodząc w poszczególnych wypadkach nawet i jeszcze wyżej (por. poniżej przykłady).

O ile chodzi o robociznę, to w zasadzie oszczędność jej powinna być duża i — zagranicą już dzisiaj — jest duża. Odpada bowiem dokładne trasowanie konstrukcji w warsztacie, przyczem części spajane mogą nie przystawać do siebie; robota warsztatowa zmniejsza się bardzo, gdyż niema tu wiercenia otworów na nity i t. d. Szybkość wykonania jest znacznie większa; zaś do spawania wystarcza mniejsza ilość ludzi niż do nitowania (ale wykwalifikowanych).

Z innych walorów należy zaznaczyć, że spawanie można wykonać nieraz w warunkach, w których nitowanie jest utrudnione lub nawet niemożliwe z powodu braku dostępu, (tylko zupełnie wyjątkowo zająć może wypadek przeciwny) a także, że wzmocnienie konstrukcji spawanych nie następuje żadnych trudności. Zaznaczą też, że niejednokrotnie zastosować można — zwłaszcza przy mniejszych konstrukcjach, oraz przy cięciu blach i przekrojów walcowanych — także palnik acetylenowo-tlenowy, co bardzo przyspiesza robotę.

Z drugiej strony spawanie wymaga bardzo dobrych i sumiennych spawaczy, należytej kontroli i dobrych palniczek (elektrodów), pod względem zaś konstrukcji należytego zaprojektowania. Podkreślić należy z naciskiem, że konstrukcje spawane musi się projektować najzupełniej inaczej, zwłaszcza w szczegółach połączeń, niż konstrukcje nitowane a także zważać, aby przy wykonywaniu nie powstały odkształcenia wskutek zmian termicznych.

Powody powyższe sprawiają, że robocizna jednostkowa powinna być w konstrukcji spawanej również tańsza. U nas tak dotychczas nie jest. Cena jednostkowa konstrukcji spawanej jest przeważnie wyższa od takiejże ceny konstrukcji nitowanej. Niema to zresztą właściwie żadnego uzasadnienia, prócz tego, że urządzenia do nitowania w warsztatach istnieją, oddawna, natomiast urządzenia do spawania dopiero się instaluje, a amortyzację ich pragnie się najczęściej przeprowadzić przy pierwszej robocie oraz, że brak jest jeszcze odpowiedniego doświadczenia. Z powodów poprzednio podanych wynika bowiem, że w normalnych warunkach pracy i amortyzacji, cena jednostkowa musi być niższa właśnie przy konstrukcji spawanej. Do tych rezultatów dochodzą wszystkie warsztaty zagraniczne, w których wprowadza się spawanie, a za nimi i nasze. Nie zmienia zaś ich w żadnym wy-

bitniejszym stopniu fakt, że u nas przemysł elektrotechniczny jest znacznie mniej rozwinięty, niż zagranicą.

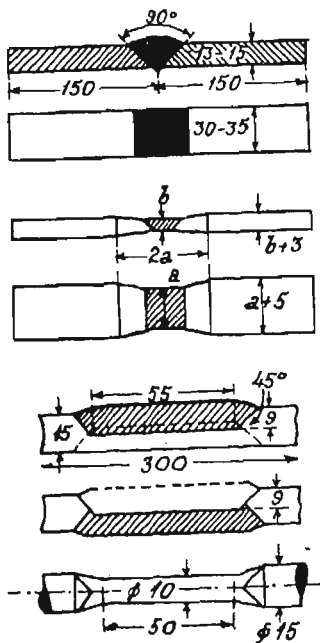
W konsekwencji pierwsze konstrukcje spawane nasze wogóle nie kalkulowały się, albo kalkulowały się w bardzo małym stopniu. Stan ten rzeczy jednakowoż zmienia się bardzo szybko, nieomal z dnia na dzień w miarę jak powstają nowe spawalnie, coraz bardziej dostosowane do potrzeb budownictwa żelaznego. Budowle spawane wzniesione w latach 1929 i 1930 w Polsce zbudowane już zostały jako konstrukcje tańsze od nitowanych, a stosunek cen przechyla się coraz bardziej na ich stronę.

Jedną z głównych przeszkód stawianych przez inżynierów wprowadzeniu spawania na szeroką skalę są wątpliwości co do sposobów badania spoiwności. Wątpliwości te dzisiaj już są niesłuszne; z jednej strony bowiem w trakcie wykonania budowli spawanych należy przeprowadzać w określonych odstępach czasu odpowiednie próby, (zresztą mamy tu zupełną analogję konstrukcjami żelbetowymi, gdzie również inaczej się nie postępuje), z drugiej zaś strony istnieją dzisiaj już kilka sposobów badania szwów. W Polsce przepisy prób spawania zostały zatwierdzone przez Ministerstwo Robót Publicznych jeszcze w r. 1928 z racji wykonywania mostu pod Łowiczem. Są one następujące w (skrócie):

Materiał elektrod. Elektrody powinny być wykonane z żelaza zlewne, o wytrzymałości $3.700-4.200 \text{ kg/cm}^2$, zawierającego przynajmniej $0,1\%$ węgla i $0,25\%$ manganu.

Elektrody powinny być poddane następującym próbom:

Próby na rozerwanie: Próbkę wykonuje się z płaskowników z żelaza zlewne o wymiarach $(30-35) \times (13-15) \text{ mm}$, o długości 300 mm (rys. 1). Próbka ta ma być połączona w środku na styk czołowy V, a następnie

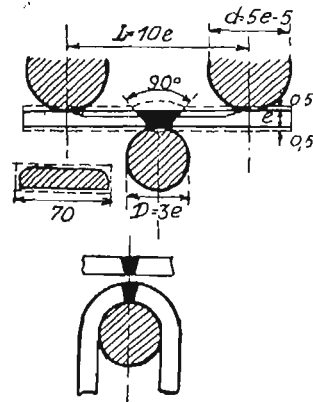


Rys. 1, 2, 3, 4.

obrobiona wedle rys. 2. Naprężenie rozrywające powinno wynosić conajmniej 80% wytrzymałości materiału konstrukcyjnego, t. j. $0,8 \times 3700 = 2960 \text{ kg/cm}^2$. (Próbek takich należy wykonać trzy).

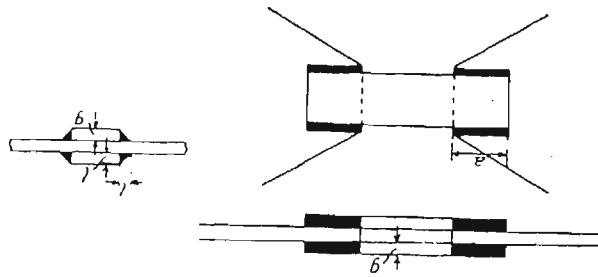
Próbki na wydłużenie: Na płaskowniku $300 \times 60 \times 15$, wyciętym na 9 mm wedle rys. 3 nakłada się materiał elektrody przy pomocy łuku elektrycznego warstwami. Następnie odwraca się próbkę, ścina się z drugiej strony również na 9 mm , wycięcie wypełnia znowu elektrodą. Próbkę tak wykonaną rozcina się na trzy części, z których robi się próbki zawierające na długość ok.

60 mm wyłącznie materiał elektrody. Próbki te obtoczone do 10 mm (rys. 4), mierzy się następnie na wydłużenie na długości środkowej, wynoszącej 50 mm . Wydłużenie powinno być conajmniej 15% (3 próbki).



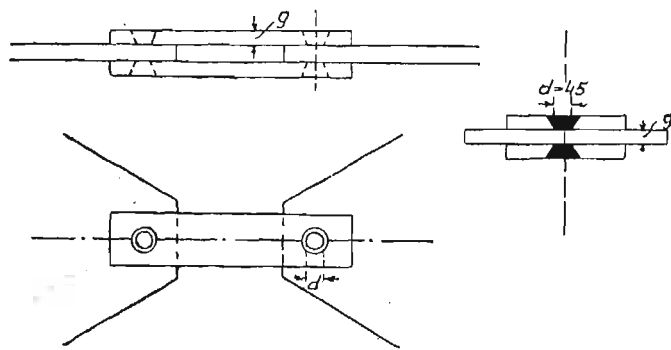
Rys. 5, 6.

Próby na zginanie: Płaskowniki $120 \times 70 \times 15$ — 17 mm wypełnia się w środku materiałem elektrody na V, poczem obrabia się je tak, aby w środkowej części uzyskać naroża zaokrąglone promieniem 8 mm (rys. 5). Następnie wygina się je na trzpieniu okrągłym o średnicy równej potrójnej grubości płaskownika. Powinny one dać się zgiąć do zupełnej równoległości t. j. do 180° (rys. 6) przyczem nie powinna się ukazać żadna rysa.



Rys. 7.

Spojenie powinno znajdować się podczas zginania osiowo na trzpieniu (3 próbki).



Rys. 8.

Próby na ścinanie: Próbkę wykonuje się z dwóch płaskowników, połączonych blachami węzłowymi przy pomocy szwów $5 \times 5 \text{ mm}$, $10 \times 10 \text{ mm}$ i $15 \times 15 \text{ mm}$ o długości 5 cm (rys. 7). Przekrój płaskowników powinien być taki, ażeby z zupełną pewnością wytrzymał siłę S.

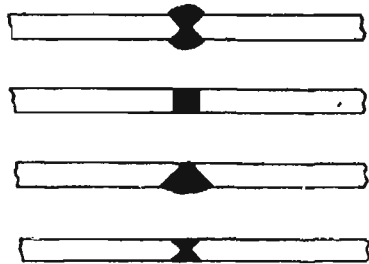
Wymiar szwu $t = 5 \text{ mm}$ $S = 12 \text{ t}$ $W_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$
 $t = 10 \text{ mm}$ $S = 20 \text{ t}$ $W_s = 1800 \text{ t}$
 $t = 15 \text{ mm}$ $S = 28 \text{ t}$ $W_s = 2400 \text{ t}$

Minimalna wytrzymałość szwów na ścinanie powinna wynosić $W_s \text{ kg/cm}^2$ ($3 \times 3 = 9$ próbek).

Próby na ścinanie spójności otworowych: Próbki wykonane wedle rys. 8 powinny unieść naprężenie ścinające z powodu siły S , którą należy wziąć wedle nast. tablicy:

$g = 8 \text{ mm}$	$d = 8 \text{ mm}$	$S = 1000 \text{ kg}$	$S_s = 750 \text{ kg}$
$g = 10 \text{ "}$	$d = 10 \text{ "}$	$S = 1400 \text{ "}$	$S_s = 1100 \text{ "}$
$g = 12 \text{ "}$	$d = 12 \text{ "}$	$S = 2000 \text{ "}$	$S_s = 2000 \text{ "}$
$g = 15 \text{ "}$	$d = 14 \text{ "}$	$S = 3000 \text{ "}$	$S_s = 2500 \text{ "}$ ¹⁾

W powyższej tablicy g jest grubością próbek, d średnicą otworu w płaszczyźnie zetknięcia z blachą, S minimalną siłą, jaką wytrzymać powinien przekrój, S_s minimalną wytrzymałością spoiny w otworze. Próby spawaczy: Każdy spawacz, zatrudniony przy budowie mostu, powinien wykonać trzy próbki na zginanie i 3 próbki na ścinanie i otrzymać przy tem dobre wyniki.



Rys. 9, 10, 11, 12.

Sposoby badania dobroci szwów — prócz badania zewnętrznego wyglądu okiem inżyniera fachowca — są następujące: przy pomocy pomiaru oporu elektrycznego szwu, przy pomocy fal głosowych i stetoskopu, przy pomocy promieni Roentgena, oraz badanie magnetyczne. Specjalnie ostatnie dwa sposoby w ostatnim roku postąpiły bardzo naprzód.

W pierwszych latach stosowano prawie wyłącznie spawanie łukiem elektrycznym; obecnie coraz częściej używa się także spawanie acetylenem, które, mając znaczne niedogodności termiczne, dają przecież nie gorsze rezultaty wytrzymałościowe.

Zasady obliczenia połączeń spawanych.

A) Na rozciąganie i ściskanie.

Niech będzie F przekrój elementu konstrukcji, R_r wytrzymałość tego materiału na rozciąganie, przekrój poprzeczny spoiny F_s , wytrzymałość materiału elektrody (na rozciąganie) $R_{r,s}$, to wytrzymałość spoiny będzie $F_s R_{r,s}$, zaś siła jaką spoinie bezpiecznie może przemieścić przy n -krotnej pewności

$$S = F_s k_{r,s} = F_s \frac{R_{r,s}}{n} \quad (1)$$

gdzie k oznacza naprężenie dopuszczalne.

Niech $k_{r,s} = \alpha k_r$, to może być $\alpha \geq 1$. Dla wszelkiej pewności, należy przyjmować $\alpha < 1$, o ile wszystkie próby nie dadzą lepszego wyniku. Przyjąć można średnio w naszych warunkach $\alpha = \frac{2}{3} - \frac{3}{4}$, czemu odpowiada $k_{r,s} = 800 - 1000 \text{ kg/cm}^2$, przy mniej wprawnych spawaczach — jeszcze mniej. Decydować powinny próby, które należy wykonać przed każdą budową.

Ażby móc wyzyskać cały przekrój prętów łączonych, należy albo osiągnąć $\alpha = 1$, albo, oprócz styku czołowego, dać przykładki albo zwiększyć F_s , tak, aby $F k_r = F_s k_{r,s}$, więc, aby $F_s = \frac{1}{\alpha} F$.

¹⁾ Ta ostatnia kategoria prób jest mniej potrzebna i może wogóle odpadać.

Pierwsze rozwiązanie ($\alpha = 1$) jest dopuszczalne przy bardzo dobrem spawaniu (rys. 9); należy przedtem przeprowadzić szereg prób spawacza i spawania, któreby dały dostateczną podstawę do takiego przyjęcia, t. j. przerwały się poza szwem. Niemniej zastosowano je w kilku, nawet dość znacznych konstrukcjach (np. most próbny kolejowy kolei Bienne-Souceboz w Szwajcarii), — i w miarę udoskonalenia spawania będzie to sposób najwłaściwszy.

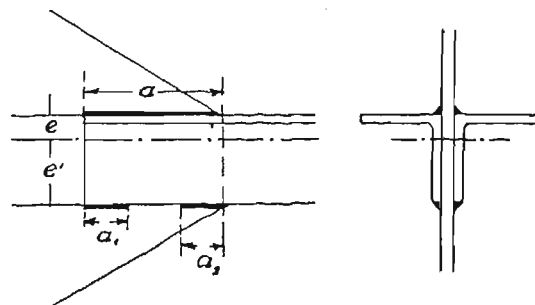
Rozwiązanie drugie (z przykładkami) jest dzisiaj najczęściej stosowane. Np. przy budowie mostu w Łowiczu przyjęto, że 75% siły przenosi się przez spoinę, zaś reszta (25%) przez przykładki; przy moście w Chippopee Falls analogiczne cyfry wynosiły 81% i 19%.

Wspomniane doświadczenia wykazały, że przy połączeniach na rozciąganie należy końce ściać ukośnie (zukośować) wedle rys. 9 (ścięcie X) lub wedle rys. 10 (ścięcie V); wtedy przy normalnem wykonaniu spawania przyjąć można $\alpha = 0,75$. O ile ścięcia takiego nie wykonano (rys. 11), dostęp elektrody jest trudniejszy, połączenie gorsze — i co najwyżej można przyjąć $\alpha = 0,50$.

Rozwiązanie trzecie (zwiększenie przekroju w spoinie) nie jest wogóle stosowane w konstrukcjach żelaznych, natomiast dopuszczalne i dobre w żelbetowych (rys. 12). Zastosowano je np. przy budowie Domu Akademickiego w Warszawie przy przedłużeniu prętów ściać belki, dźwigającej 7 pięter, o rozpiętości 12,30 m z bardzo dobrym skutkiem.

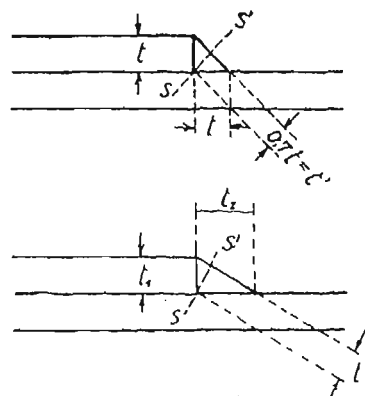
B) Na ścinanie.

Połączenie prętów można wykonać również przy pomocy spoin narażonych na ścinanie. Połączenia takie mogą być: 1. podłużne — i to: a) boczne lub b) środkowe (szczelinowe); 2. poprzeczne, najczęściej czołowe, c) otworowe, używane wogóle b. rzadko.



Rys. 13 i 14.

1. a. Połączenia podłużne boczne wykonywa się, stapiając pałeczkę wzdłuż brzegów pręta łączonego (fig. 13 i 14).



Rys. 15, 16.

Dla zniszczenia połączenia wedle rys. 13 i 14, muszą ulec ścięciu szwy na długości $(\alpha + a_1 + a_2) = A$ i to — przyj-

mując nałożenie metalu wedle trójkąta — najprawdopodobniej w płaszczyznach ss' o wymiarze poprzecznym $t' = 0,7 t$ (rys. 15). Wtedy, — przy wszystkich szwach równych — naprężenie dopuszczalne 1 *cm*b szwu prostokątnego symetrycznego na ścięcie

$$w_s = t' k_{s,s} = 0,7 t k_{s,s} \dots (2)$$

zaś najw. siła:

$$S = (a + a_1 + a_2) w_s = A \cdot 0,7 t k_{s,s} \dots (3)$$

a stąd

$$A = \frac{S}{0,7 t k_{s,s}} = \frac{S}{w_s} \dots (4)$$

Za podstawę przyjmuje się zazwyczaj $k_{s,s}$ od 600—750 *kg/cm*² zależnie od jakości robotnika i wyniku prób, które przed przystąpieniem do robót należy wykonać. Dla naprężeń w obrębie tych granic otrzymujemy nast. naprężenie dopuszczalne w *kg/cm*b:

Tablica I.

$t =$	4	6	8	10 mm
$k_{s,s} = 600$	168	252	336	420 <i>kg/cm</i> b
650	182	273	364	455 "
700	196	294	392	490 "
750	210	315	420	525 "

Podany powyżej sposób obliczenia jest najprostszy i najbardziej rozpowszechniony, niezupełnie jednak racjonalny. Doświadczenia wykazały bowiem, że szwy mniejsze, t. j. o przekroju mniejszym, posiadają wytrzymałość (*kg/cm*²) większą, niż szwy większe, i że wytrzymałość zmienia się mniej więcej wedle linii prostej, o ogólnym kształcie

$$w_s' = (w_0 - \varphi t) \text{ kg/cm}^2 \dots (5)$$

a więc na 1 *cm*b szwu

$$w_s = (w_0 - \varphi t) 0,7 t \text{ kg/cm} \dots (6)$$

przyczem doświadczenie wykonane przezemnie dla Ministerstwa Robót Publicznych w Mechanicznej Stacji Doświadczalnej Politechniki Lwowskiej doprowadzają ostatecznie do następującego równania ¹⁾:

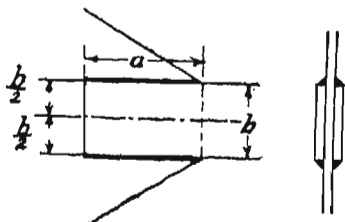
$$w_s = (3025 - 1325 t) t \text{ kg/cm} \dots (7)$$

Dla tych danych wynikają następujące wartości:

Tablica II.

$t =$	4	6	8	10 mm
$w_0 = 998$	1332	1572	1700 <i>kg/cm</i> b	
k_s dla $n = 3$	333	444	524	567 "
k_s " $n = 3,25$	307	401	484	524 "
k_s " $n = 4$	250	333	393	425 "
k_s " $n = 5$	200	266	314	340 "
k_s " $n = 6$	167	222	262	288 "

Zazwyczaj można przyjmować w budowlach o obciążeniu stałym $n = 3$, przy nieznacznie zmiennym, zależnie od przyjęcia naprężeń dop. dla materiału konstrukcyjnego $n = 3,25 - 4$ (konstrukcje budowlane), przy mostach drogowych $n = 5$, przy kolejowych $n = 6$.



Rys. 17.

Jeżeli szew nie jest prostokątny symetryczny, to za podstawę wytrzymałości i naprężenia dopuszczalnego na

¹⁾ Spółczynnik 0,7 wprowadzono pod nawias.

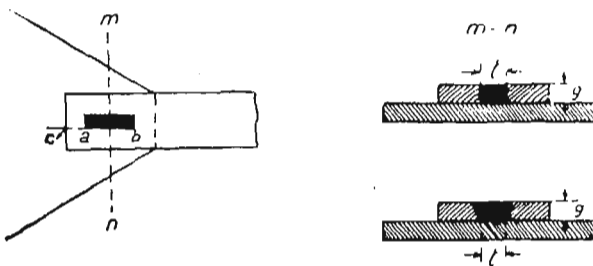
1 *cm*b wziąć należy odpowiednią najmniejszą grubość szwu t' , por. rys. 16.

Przy przekrojach, których oś ciężkości leży w środku szerokości pręta, np. płaskownika, należy robić połączenie również symetryczne (rys. 17), a więc obustronnie szew ciągły (co skraca długość zakładki), lub obustronnie przerywany. Przy przekrojach, których oś ciężkości odchyła się od środka szerokości pręta, należy długości szwów po obu stronach dostosować do położenia osi ciężkości. Weźmy pod uwagę np. kątownik (rys. 13), to długość a powinna być $a = \frac{e'}{e} (a_1 + a_2)$, albo

$$a = A \frac{e'}{b} = \frac{(a + a_1 + a_2) e'}{e + e'}, a_1 + a_2 = A \cdot \frac{e}{b},$$

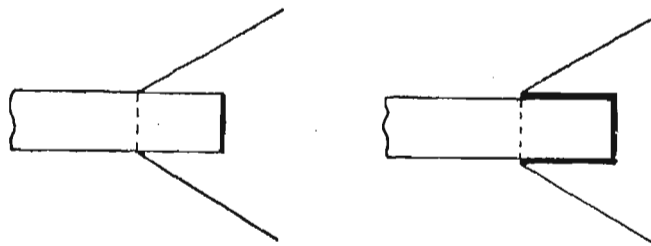
zaś dla $a_1 = a_2$ mamy $a_1 = \frac{1}{2} A \frac{e}{b}$.

Należy zaznaczyć, że najwygodniejsze są szwy małe, gdyż wymagają mniejszej ilości materiału elektrody i prądu. Szew o grubości 2 *t* wymaga cztery razy więcej niż szew o grubości *t*, a jest wedle tabl. dwukrotnie silniejszy, zaś wedle tabl. II. nawet nie dwukrotnie. Dlatego też lepiej używać wogóle szwów dłuższych, a cieńszych (4—6 mm), o ile w grę nie wchodzi momenty inne (długość blachy węzłowej i t. d.).



Rys. 18, 19.

1. b. Połączenie podłużne środkowe (szczelinowe) wykonywa się w ten sposób, że w przytwierdzonym przekroju wycina się podłużne wcięcie i w niem umieszcza materiał elektrody (rys. 18). Może ono dochodzić do a lub do c . Wedle przepisów amerykańskich szerokość wcięcia t musi być conajmniej równa grubości szwu g , ale conajwyżej równa podwójnej grubości tegoż 2 g . Należyte spojenie da się jednak wykonać tylko przy zastosowaniu zukosowania brzegów wcięcia wedle rys. 19,



Rys. 20, 21.

można wtedy stosować k_s . W tych warunkach obliczenie szwu następuje według wzorów 2—7. Szew więc o długości l przeniesie może siłę $S = t l k_s$.

O ile brzegi nie zostały zukosowane, należy naprężenia te zmniejszyć o 25%.

Szwy szczelinowe są znacznie kłopotliwsze w wykonaniu od bocznych.

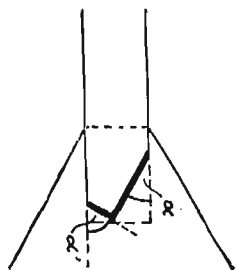
2. a. Połączenia poprzeczne wykonywa się najczęściej jako czołowe, to jest stapiając pałeczkę wzdłuż końcowej krawędzi poprzecznej pręta łączonego (rys. 20).

Połączenie to oblicza się na tej samej podstawie co połączenie boczne podłużne, zatem według wzorów: 2—4. Zaznaczyć należy, że połączenie to ma wytrzymałość

większą, tak że można je obliczać na naprężenia dopuszczalne od 700 do 800 kg/cm^2 przyczem cyfry te odpowiadają naprężeniom 600 względnie 750 kg/cm^2 . Natomiast wykazuje ono mniejszy współczynnik wydłużenia.

Najczęściej połączenie to używane jest w połączeniu ze szwami bocznymi, wtedy mianowicie, gdyby długość szwów bocznych wypadła zbyt wielka, aby ją można było wygodnie umieścić w węźle (rys. 21).

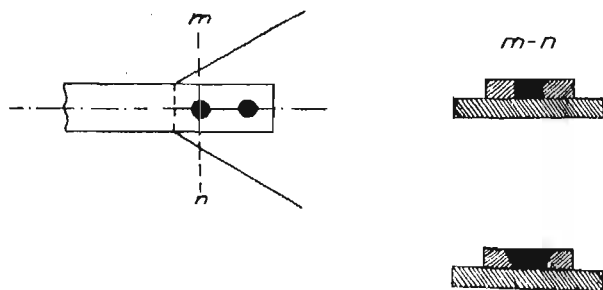
2. b. Połączenia poprzeczne szczelinowe używane są również, jednakże wyjątkowo, nie dają one bowiem takich walorów, jaki przedstawia szew środkowy podłużny (najracjonalniejsze umieszczenie szwu ze względu na rozdział naprężeń), ani też tej łatwości roboty jakie daje szew czołowy.



Rys. 22.

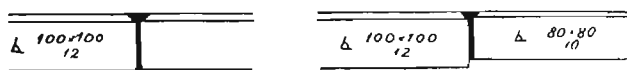
Szwy nachylone (rys. 22) pod kątem traktuje się w obliczeniu albo jako szwy podłużne, jeżeli kąt α jest mniejszy od 45° albo jako szwy poprzeczne, jeżeli kąt α jest większy niż 45° .

W razie zastosowania szwów podłużnych i poprzecznych równocześnie, liczy się je najczęściej na to samo naprężenie dopuszczalne, mianowicie na mniejsze, t. j. to które odpowiada szwom bocznym.



Rys. 23, 24.

3. Połączenia otworowe (rys. 23) stosowane są wogóle rzadko, najczęściej wtedy, gdy konstrukcja była przygotowana już na połączenia nitowane, a w ostatniej chwili zdecydowano się na zastosowanie spawania. Połączenia takie wykonane są na zwykłych otworach na nity, umieszczonych bezpośrednio na pełnych blachach węzłowych lub prętach. Ponieważ dostęp elektrody jest w takim otworze dosyć utrudniony, przeto połączenie jest raczej słabe i zazwyczaj przy przeciętnym wykonaniu nie posiada więcej wytrzymałości aniżeli połowa wytrzymałości odpowiedniego nitu. Wytrzymałość ta uzależniona jest zresztą w wysokim stopniu od średnicy otworu. Otwory o średnicy większej pozwalają na osiągnięcie większej wytrzymałości, gdyż dostęp elektrody jest tutaj lepszy.



Rys. 25, 26.

Wytrzymałość spoin otworowych można bardzo zwiększyć przez zastosowanie z ukosowania krawędzi otworu

wedle rys. 24. W tych wypadkach wytrzymałość ta może wzrosnąć o 50%.

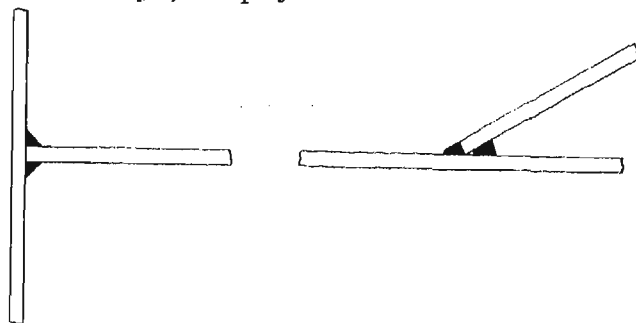
Spoiny otworowe można spotkać także przy zamykaniu otworów montażowych w większych belkach kratowych, których poszczególne elementy spawa się na montażu. Takie spoiny otworowe mają jednak raczej znaczenie drugorzędne, wykonywa się je bowiem ze względu na lepszy wygląd czy na możliwość lepszej konserwacji. Połączenia na szwy boczne wykonać można jako ciągle albo jako przerywane.

Szwy działac mogą na ścinanie również w belkach zginanych np. w blachownicach, lub dźwigarach wzmocnionych.

Wreszcie w konstrukcjach żelaznych spawanych spotyka się szwy, których zadaniem jest nie przeniesienie siły z jednej części przekroju na drugą, ale wzajemne połączenie poszczególnych elementów konstrukcji, złożonych we wspólny pręt, lub belkę. Dotyczy to np. słupów lub pasów belek kratowych. Najczęściej mamy tu do czynienia ze szwami bocznymi, rzadziej ze szwami szczelinowymi (we wcięciach).

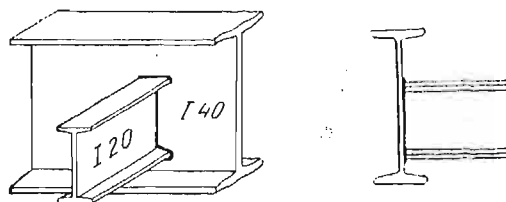
Elementy połączeń spawanych.

Połączenia tak prętów, jakoteż i belek (zginanych) można wykonać a) bezpośrednio, czyli na styk czołowy, b) na zakładkę, c) na przykładki.



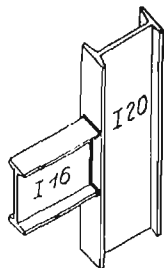
Rys. 27, 28.

Połączenia na styk (bezpośrednie) wykonywa się przez spajanie części łączonych, przytkniętych do siebie. Należy je obrobić (zukosować) na V lub na X, o ile profile łączone są mniej więcej grubością sobie równe (por. rys. 9—12, oraz 25—26). Obliczenie por. wz. 1.

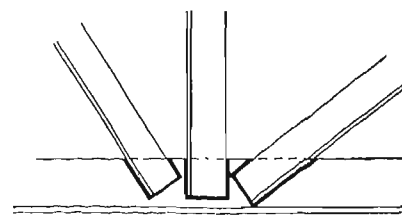


Rys. 29.

Połączenie bezpośrednie do przekroju o większej powierzchni można wykonać bez zukosowania, gdyż tu zawsze można zwiększyć warstwę nałożonego materiału elektrody, do takiej grubości, aby połączenie było zupełnie mocne. Dotyczy to zwłaszcza połączeń bezpośrednich pod kątem prostym, czy ukośnym (por. rys. 27—30).



Rys. 30.



Rys. 31.

Połączenie na zakładkę jest w konstrukcjach budowlanych dopuszczalne tylko, jeżeli pręt dany jest podwójny, (ze względu na konieczność osiowego przeniesienia siły). Często stosowane w belkach kratowych (rys. 13, 17—24, 31).

Połączenia na przykładki stosuje się, gdy nie chce się przyjąć dla styku bezpośredniego $\alpha \leq 1$. Przykładki mogą być wedle rys. 32, podobnie jak w kon-



Rys. 32.



Rys. 33.

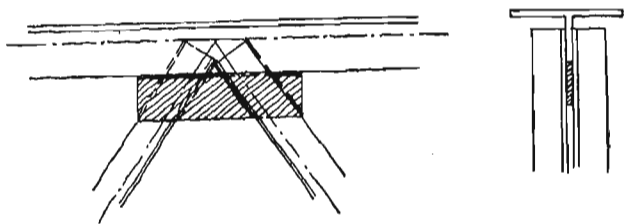
strukcjach nitowanych, lub też wedle rys. 33, co jest wygodnym w wykonaniu, gdy się je dospaja na montażu.

Połączenia na blachy węzłowe stosowane są niekiedy w konstrukcjach kratowych, przyczem pręty łączy się zwykle na zakładki. Blachy węzłowe mogą być



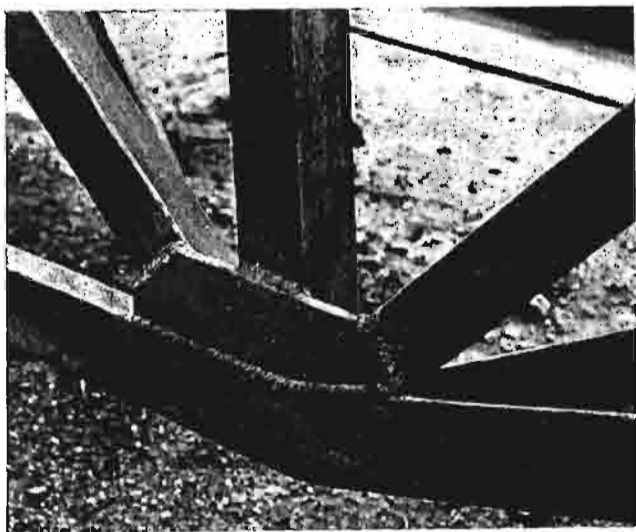
Rys. 34, 35, 36.

ujęte, jak w konstrukcjach nitowanych, pomiędzy pręty (np. dwie kątówki) pasa, (rys. 34). Wtedy blachy węzłowe powinny albo wystawać poza kątówki pasa wedle rys. 35, albo nie dochodzić do ich naroży (rys. 36), aby można



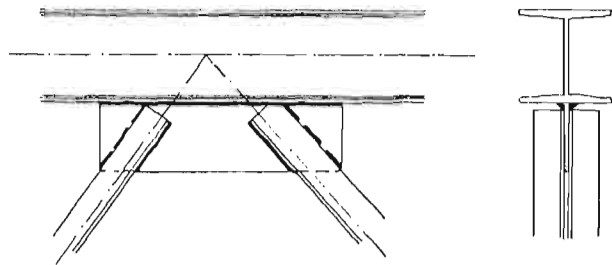
Rys. 37.

było wygodnie wykonać szew. Przy przekroju pasów pojedynczych najlepsze są blachy dospajane czołowo do pasa por. rys. 37 i 38 — (blachy zakreskowane) także ryc. 37 a. Jestto ustrój patentowany.



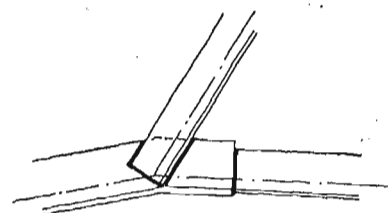
Ryc. 37 a.

Wymienione połączenia nie wyczerpują jednakże wszystkich sposobów możliwych połączeń. Możliwe są bowiem czy to połączenia wedle rys. 39, na którym zastosowano (częściowo na zakładkę, częściowo zaś) połą-



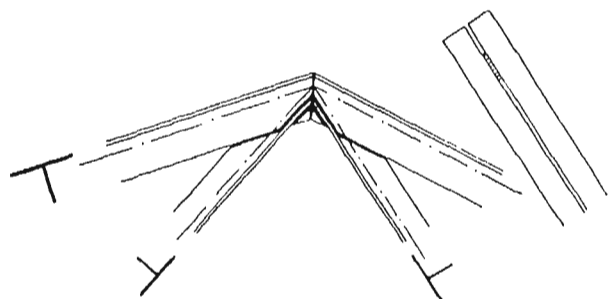
Rys. 38.

czenie na styk bezpośredni, jednakowoż poza obrębem węzła. Również możliwe jest połączenie wedle rys. 40, na którym teowniki krzyżulców zostały wycięte, tak, że ich stopki obejmują obustronnie ściankę pasa górnego. Możliwe też jest połączenie, w którym pas górny zostaje wycięty i na styk częściowo poprzeczny, częściowo podłużny połączony z krzyżulcem (rys. 41). Przykłady te



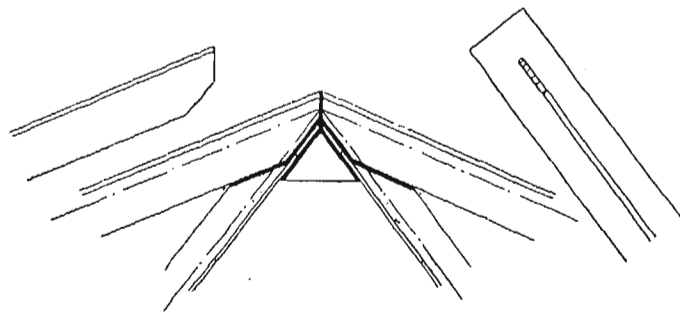
Rys. 39.

świadczą, jak ogromnie bogata jest skala różnorodności połączeń konstrukcyj spawanych, jeżeli zastosuje się zwłasz-



Rys. 40.

cza palnik acetyleno-tlenowy. Przykłady innych połączeń por. niżej.

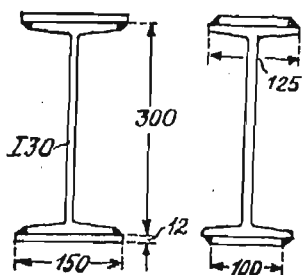


Rys. 41.

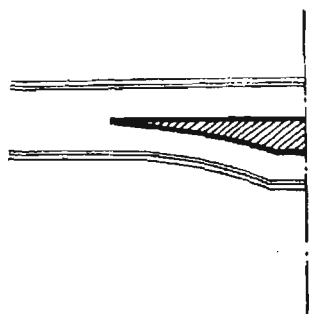
Dźwigary wzmocnione.

Mogą być wykonane w dwojaki sposób:
Dźwigary wzmocnione nakładkami (rys. 42 i 43). Można zastosować jedną lub więcej nakładek. Szerokość sąsiadujących z sobą poszczególnych nakładek

(a także i stopek dźwigara) musi być różna przynajmniej na szerokość spoiny. Przy jednej nakładce musi ona być zatem szersza lub węższa, ale w żadnym razie równa szerokości stopki. Przy paru nakładkach można zastosować ustrój podany np. na rys. 46.



Rys. 42, 43.

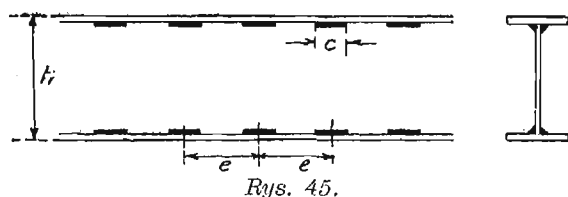


Rys. 44.

Dźwigary o podwyższonej ściance wykonują się w ten sposób, że dźwigar walcowany rozcina się poziomo na potrzebnej długości, wygina w pożądanym kształcie np. wedle rys. 44, a w powstały otwór wstawia odpowiednio wyciętą blachę (zakreskowaną), którą przy pomocy spawania łączy się ze ścianką.

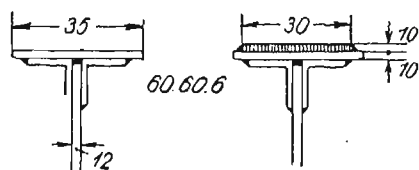
Blachownice.

Wykonują się zasadniczo wyłącznie ze ścianki i nakładek (rys. 45), bez kątówek, które w blachownicach nitowanych grają raczej rolę łączników, aniżeli istotnych



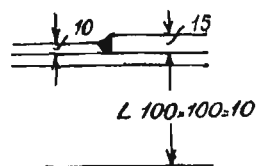
Rys. 45.

elementów przekroju. Szwy mogą być zastosowane albo ciągle albo przerywane. Najczęściej wystarczą przerywane, przyczem przy zachowaniu tych samych grubości i długości c szwów zmienia się ich odstęp odpowiednio do siły poprzecznej. Jeżeli mianowicie T oznacza siłę poprzeczną w danym przekroju, F_n przekrój nakładek ponad szwem badanym, I moment bezwładności całego przekroju (w przybliżeniu jest $I = 2 F_n \left(\frac{h}{2}\right)^2$), $S = \frac{h}{2} F_n$ moment statyczny



Rys. 46.

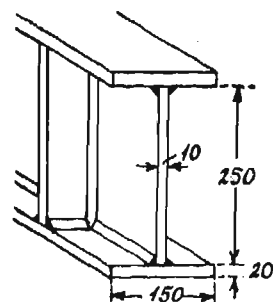
nakładek F_n ze względu na oś ciężkości przekroju, to siła ścinająca na długości e musi być przeniesiona przez szwy,



Rys. 47.

zatem $\frac{TS}{I} e = \frac{T e}{h} = 2 w c$. Zazwyczaj przyjmuje się grubość i długość szwu, a oblicza ich odstępy, $c = \frac{T e}{2 w h}$

Wzmocnienie blachownicy wykonuje się przez dodawanie nakładek, przyczem każda następna nakładka powinna być nieco szerszą lub też nieco węższą od pierwszej (rys. 46). Zwiększenie grubości nakładek przy bardzo dobrem

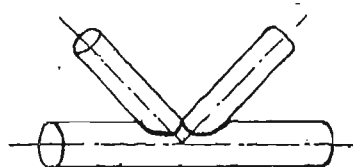


Rys. 48.

spawaniu można też wykonywać wedle rys. 47. Inne sposoby zwiększenia tej grubości, por. w przykładach most pod Retkami. Żebra blachownicy wykonują się z płaskowników (rys. 48).

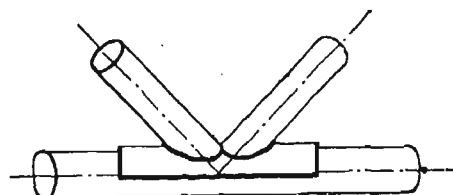
Kratownice.

Wykonanie belek kratowych przy pomocy spawania polega na zastosowaniu powyżej podanych reguł oraz na



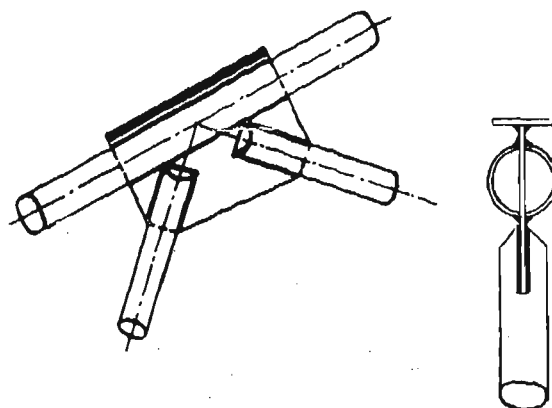
Rys. 49.

odpowiednim doborze przekrojów. Połączenia wykonać można albo na zakładkę albo na styk czołowy, albo wre-



Rys. 50.

szcie na blachy węzłowe, które czy to wedle rys. 34 czy wedle rys. 37 i 38, będą miały znacznie mniejszy przekrój



Rys. 51.

aniżeli blachy w konstrukcjach nitowanych. Stąd nadzwyczajna lekkość kratownic spawanych.

W poszczególnych wypadkach stosowano w belkach kratowych przekroje okrągłe (rurowe), co specjalnie nadaje się do przekroju ściskanego, a zatem narażonego na

wyboczenie. Połączenia przekrojów rurowych wykonywa się na styk bezpośredni (rys. 49) z ewentualnym wzmocnieniem (rys. 50); można też zastosować blachy węzłowe (rys. 51). Modele takich konstrukcyj obciążone aż do złamania dały dobre wyniki.

Najwygodniejszymi przekrojami pasów kratownic mniej obciążonych, np. mniejszych dachów, są teówki wysokościennne (rys. 37, 40, 41). Mniej korzystne są przekroje podwójne (np. dwie kątowniki), gdyż tu trudno obejść się bez blach węzłowych. Dla większych wymiarów i obciążeń można zastosować dwuteówki, przyczem pręty kraty można dołączyć na styk bezpośredni, albo na blachy węzłowe wedle rys. 38; dla jeszcze większych stosuje się przekroje złożone (por. np. most na Słudwi w Łowiczu).

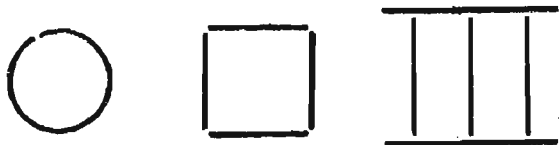
Słupy.

Przekroje słupów spawanych mogą być wogóle te same co w konstrukcjach nitowanych, przyczem należy



Rys. 52.

oczywiście wybierać przedewszystkiem te przekroje, które są dogodnie do spawania, a więc takie, w których do



Rys. 53 a, b, c.

połączenia poszczególnych przekrojów można zastosować szwy boczne, a nie szwy szczelinowe. Wskutek tego nie-



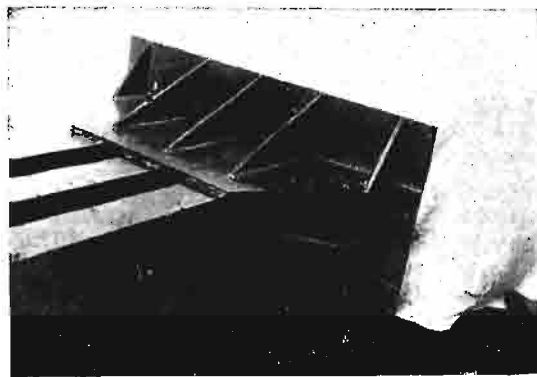
Rys. 54.

które kształty używane dzisiaj bardzo chętnie np.: rys. 52 stają się przy spawaniu niepraktyczne podczas gdy ko-

rzystne będą przekroje wedle rys. 53. Korzystne będą tutaj również przekroje okrągłe, rurowe.

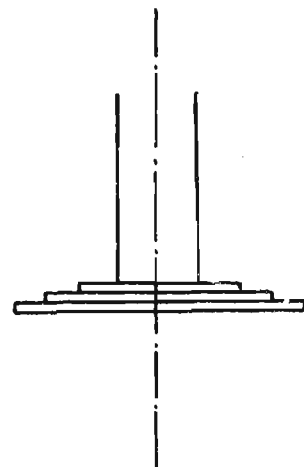
Przy słupach wedle ryc. 54 połączenia następują przy pomocy szwów bocznych pełnych lub przerywanych. Przy przekrojach (por. ryc. 55) najwygodniejsze są połączenia przy pomocy blach i przykładek, podobnie jak w konstrukcjach nitowanych.

Przy przekrojach pokrytych pełną blachą zastosować można do połączenia niektórych przekrojów z temi blachami szwy szczelinowe. Wogóle jednak korzystniej jest w miarę możliwości szwów tych unikać, a to w ten sposób, że najpierw przytwierdzi się blachy zewnętrzne do kształtówki środkowej, a potem dopiero dosunie się kształtówki boczne. Przekrój złożony wyłącznie z blach przedstawia



Ryc. 55.

rys. 53 b i c. Podstawy i głowice słupów usztywnia się przy pomocy blach trapezowych, przyczem blachy te mogą być bezpośrednio dospojone do samego słupa oraz do jego podstawy. Mogą być wtedy zupełnie opuszczone kątowniki, a podstawa i głowica słupa przyjmuje kształt zbliżony do podstawy słupów żeliwnych (rys. 55).



Rys. 56.

Korzystniej jeszcze jest zastosować płyty podstawowe bardzo grube (kilkadziesiąt milimetrów) lub też złożone z kilku zespojonych blach (rys. 56), gdyż wtedy żebra stają się zbyteczne.

Przytwierdzenie belek do słupów por. rys. 30.

Inż. Jerzy Nechay.

Materiały zastępcze przy budowie ścian i stropów.

Od czasu, kiedy pojawiły się pierwsze materiały zastępcze w Polsce, upłynęły zaledwie trzy lata. Mimo jednak tak krótkiego czasu zdołały te materiały wskutek

rzeczywistych potrzeb budownictwa i dzięki silnej reklamie zdobyć sobie u nas prawo obywatelstwa i dać się poznać technikom, śledzącym postępy w dziedzinie ma-

terjałów budowlanych. Czas ten pozwolił zarazem przyrzyć się im bliżej i wyrobić sobie o ich własnościach pewne zdanie, choć już na wstępie zaznaczyć trzeba, że dalecy jeszcze jesteśmy od tak wszechstronnego opanowania wszelkich możliwości ich stosowania w praktyce, jak to się dzieje z cegłą. Produkcja niektórych materiałów nie jest ustalona, gdyż nie raz jeszcze naginać się musi do coraz to nowych spostrzeżeń w praktyce, która z powodu zbyt krótkiego czasu nie zdołała wykazać tych wszystkich „za“ i „przeciw“, składających się na całość poznania.

Czas obecny pozwala już jednak zebrać dotychczasowy dorobek doświadczeń i zamknąć za sobą pierwszy okres próbny.

Geneza i charakterystyka materiałów zastępczych została już wyjaśniona w szeregu artykułów naszej prasy technicznej, z których najważniejsze ukazały się w następującym porządku chronologicznym:

Autora „Cegła, a materiały zastępcze“ *Czasopismo Techniczne* z 12. VI. 1929.

Inż. Waław Żenczykowski „O nowych materiałach do budowy ścian i stropów“ *Przegląd Budowlany* z 28. II. 1930, wreszcie

Inż. Tadeusz Michejda miał 5. III. 1930 odczyt w Katowicach p. t.: „Zastosowanie szkieletu żelaznego we wielkim i małym budownictwie“. Aby jednak uzyskać jasny pogląd na dalsze wywody, przejdźmy pokrótce najważniejsze myśli, zawarte w tych pracach.

Ewolucja nowoczesnego budownictwa zaznacza się w czterech kierunkach: socjalnym, architektonicznym, technicznym i ekonomicznym. Każdy z tych kierunków wykazuje silne tendencje do zmiany dotychczasowych form budowania, ujawniając się w różnych prądach i stylach, od umiarkowanych aż do tak radykalnych, jakie n. p. w architekturze reprezentuje francuski architekt Corbusier.

Kierunek socjalny znamionują nieznane dawniej problemy budowy domów robotniczych, kwestja najmniejszego mieszkania dla jednej rodziny ze sfer nieposiadających, zaopatrzonego w możliwy komfort, tworzenie państwowych funduszy dla obniżenia czynszów lub procentów od pożyczek budowlanych, zakładanie spółdzielni i t. p.

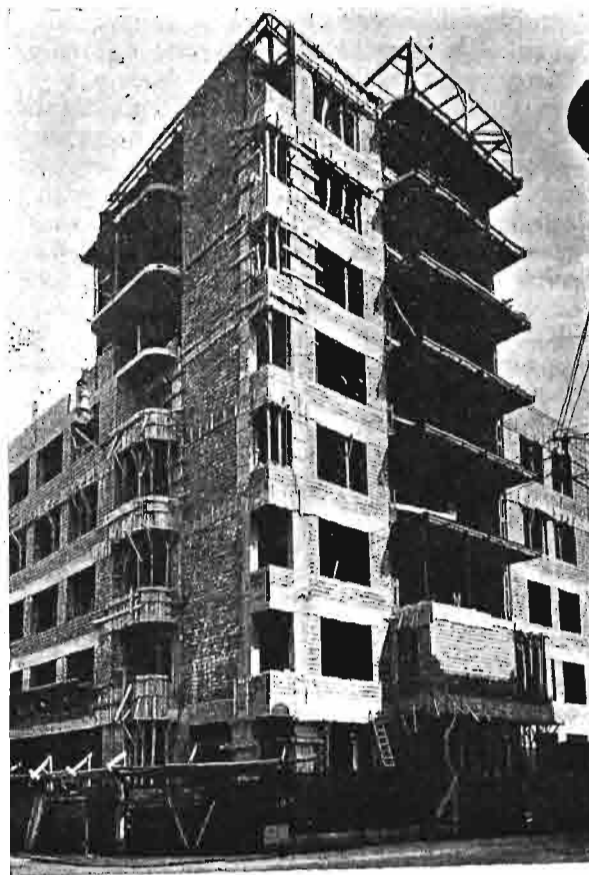
Architektura porzuca dotychczasowe zdobnictwo przechodząc w kierunek czysto użyteczny, tworzy nowe zagadnienia urbanistyczne, projektuje nowoczesne urządzenia wewnątrz, studując mieszkaniowe kierunki ruchu, zatrudnienie i psychikę mieszkańców.

Technika kładzie silny nacisk na możliwie silne naświetlenie i wentylację ubikacji, na rozwój wewnętrznych instalacji wody, światła i opału. Powstają problemy lepszej izolacji od zimna i wilgoci, walka z hałasem ulicznym. Mnożą się rozliczne nowe materiały konstrukcyjne, izolacyjne i pomocnicze, niektóre bardzo interesujące, inne przereklamowane i obliczone głównie na zysk wynalazców.

Wreszcie ekonomja budowania wprowadza takie zasadnicze momenty, jak zmianę sezonowości pracy na budowie na pracę ciągłą przez cały rok bez przerwy, budowanie domów masowo przy użyciu elementów znormalizowanych, mechanizację pracy na budowie i umiejętną jej organizację, zmniejszenie grubości ścian celem powiększenia ubikacji przy tej samej zewnętrznej kubaturze budynku, użycie materiałów lekkich dla zmniejszenia kosztów transportu i fundowania, a zarazem umożliwienia stawiania domów na słabych gruntach.

Wszystkie te zagadnienia łączą się ze sobą w jeden potężny problem, którego rozwiązanie nie może iść po linii jednej tylko lub kilku kwestyj, lecz musi uwzględnić wszystkie momenty we większej lub mniejszej mierze. Ten ogrom spraw jest zarazem wskazówką, że wynalezienie czy zastosowanie nowych materiałów nie da się

traktować, jak chcą niektórzy, jako „rozwiązanie problemu budownictwa“. Materiały bowiem jak poznaliśmy z poprzednich ustępów stanowią zaledwie jedno z licznych równie ważnych zagadnień.



Ryc. 1.

Dom mieszkalny profesorów szkół zawodowych w Katowicach. Szkielet żelazny, wypełniony na dawny sposób pustą cegłą.

Trzecia, a szczególnie czwarta grupa kierunków rozwoju budownictwa, nazwane architekturą i ekonomją nawsuwają nam odrazu myśl, że większość poruszonych tam żądań nie da się spełnić przy dotychczasowym systemie budowania z cegły. Szczególnie nie da się zmienić dotychczasowy sposób pracy sezonowej na ciągłą. Cegła bowiem wymaga do łączenia i wyprawy bardzo znacznej ilości wody, która schnąc wolno opóźnia tempo robót i uniemożliwia pracę w zimie ze względu na niebezpieczeństwo mrozu. Budowa z cegły utrudnia mechanizację pracy. Mury z cegły są ciężkie i grube, wymagają przez to silnych fundamentów i zabierają wiele miejsca. Jeżeli dalej funkcję ściany podzielimy na dwie części, nośną i izolacyjną, to mury z cegieł przy budynkach ponad 4 piętra wymagają znacznego powiększenia grubości w dolnych piętrach, nasze warunki klimatyczne nie pozwalają znów budować ścian poniżej grubości dwóch cegieł. Stąd wysunięto myśl podziału tych funkcji ściany między dwa materiały: nośny i izolacyjny, i w ten sposób powstał budynek szkieletowy z żelaza, żelbetu, a czasem i z drzewa, gdzie wszystkie obciążenia przenosi konstrukcja, ściany zaś i stropy wypełnia lekki, ciepły, w dużych elementach montowany „materiał zastępczy“. Jak dowiemy się później stosuje się czasami niektóre z tych materiałów także jako samodźwigające, budując z nich bez szkieletu małe domy, jednakże głównym zadaniem ich jest wypełnienie konstrukcji nośnej w ścianach i stropach budynków szkieletowych.

Znając już teraz ogólne podłoże, na jakim powstało zagadnienie materiałów zastępczych i cel, jaki one spełniać mają, głównie — jak powiedzieliśmy — w budownictwie szkieletowym, przejdźmy z kolei poszczególne

własności, jakich wymagać będziemy od idealnego materiału zastępczego, aby później przy omawianiu istniejących materiałów tem łatwiej zorientować się, w jakim stopniu nadają się one do naszego celu.

Zacznijmy od wytrzymałości. Normalnie wymaga się tylko takiej wytrzymałości, aby materiał mógł przenieść własny ciężar na wysokość wypełnienia, t. j. piętra, aby się nie uszkodził przy transporcie i układaniu i aby tkwić w nim mogły gwoździe. Stąd nie przekraczano często wytrzymałości na ściskanie 15 kg/cm^2 , czasem schodzono znacznie niżej. Jednakże życie codziennie wykazało, że są to granice za niskie. Przedewszystkiem ściana musi stanowić ochronę mienia mieszkańców, zatem być odporną na ludzką złośliwość, nie dać się przeciąć piłą lub przebić nożem. Dalej materiał powinien wykazać taką zwartość w budowie, aby nie mogło się w nim gnieździć robactwo, ani nie przegryzały go myszy. Zauważono, że futryny osadzone w zbyt kruchym materiale przez trzaskanie drzwiami chwiały się, a gwoździe o zmiennem obciążeniu (n. p. wieszadła) po pewnym czasie wypadają. Są to wszystko praktyczne wskazówki, że z wytrzymałością nie możemy schodzić zbyt nisko.

Podobne uwagi tyczą się materiału zastępczego, który jest zarazem nośnym. Wtedy grubość ściany wynosi 20 do 25 *cm*. I tutaj nie możemy określić jego wytrzymałości, że ma ona n. p. być pięciokrotnie większą od największego występującego w murze ciśnienia. Osiedlenie domu, wpływ temperatury, wyboczenie ścian i t. p. są tu czynnikiem, nie dającym się uchwycić cyfrowo i wymagają, aby wytrzymałość materiału wynosiła co najmniej 25 kg/cm^2 .

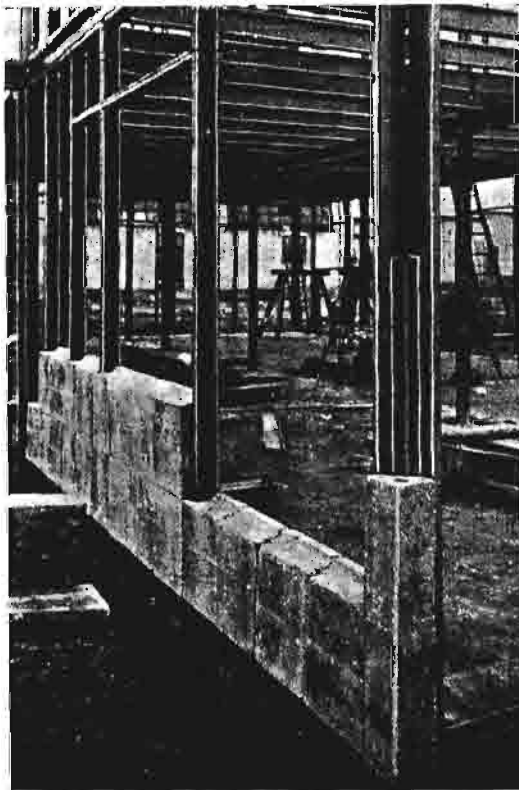
Ogniotrwałość ścian powinna być zupełna w granicach pożarów mieszkaniowych. Niektóre nowe materiały nie palą się wprawdzie, ale zwęglają powoli pod wpływem żaru. Rozumie się, że wskutek tego materiał traci znacznie na swej wytrzymałości i musi być wymieniony, przez co ponosimy nie wiele mniejszą szkodę, niż gdyby ściana spaliła się zupełnie.

Złe przewodnictwo ciepła i głosu stanowi bodaj, że najważniejszą cechę materiałów zastępczych i w tym kierunku wykazują one wielkie zalety. Jeżeli bowiem weźmiemy za zasadę budowę w naszym klimacie murów z cegły o grubości 55 *cm*, to przy nowych materiałach schodzi się przy tej samej wartości izolacyjnej do 20 *cm* i znacznie jeszcze niżej. Tę zaletę uzyskują one przez to, że zawierają w sobie ogromną ilość drobnych zamkniętych komórek powietrza, które jak wiadomo w stanie suchym i unieruchomionym jest najlepszym izolatorem. Jednakże tu jest pewne „ale”. Mianowicie ściana ma być nie tylko ochroną od zimna, idącego od zewnątrz, ale i magazynem ciepła wewnątrz ubikacji. Gdy bowiem nagrzemy ubikację w czasie dnia, powinny ściany przechować to ciepło przez noc aż do następnego dnia, aby nie wywoływać w mieszkaniu zbyt silnych wahań temperatury, szkodliwych dla zdrowia. Ściana ma być więc rodzajem akumulatora ciepła. Jest to zaś wtedy możliwe, gdy będzie ona posiadać większą masę, zdolną do przechowania pewnej ilości ciepła. Otóż nowe materiały, znacznie lżejsze od cegły i o mniejszych wymiarach grubości ścian posiadają w porównaniu do cegły bardzo małą zdolność akumulacyjną. Gdy n. p. otworzy się na chwilę okno w zimie w budynku murowanym, temperatura w pokoju chwilowo opadnie, potem jednak zasilona nagromadzonem w murach ciepłem powróci prawie do pierwotnego stanu. Tymczasem w domach z nowych materiałów o lekkich i cienkich ścianach opadnie ona szybko i znacznie i nie zbliży się już do stanu przed otwarciem okna. Zjawisko to zmusza nas raz do powiększenia wartości izolacyjnej ścian ponad potrzebę, aby w ten sposób zrekompenzować jej brak akumulacji, powtóre powinniśmy w takich domach dostarczać ciepło stale przez założenie

centralnego ogrzewania lub palenie w piecach na przemianę, więc n. p. rano w jadalni, wieczór w sypialni itp.

Pokrewną izolacji cieplnej własnością jest przewodnictwo głosu, które odgrywa szczególną rolę w miastach. Pod tym względem nowoczesne materiały wykazują poważne postępy.

Napawanie się wodą wchodzi w rachubę w kilku wypadkach. Przedewszystkiem materiał nie może chłoniąc zbyt wiele wody, gdyż ta zamarzając i powiększając przez to swą objętość może zniszczyć jego spoiwość. Aby materiał chłonił mało wody, winne poszczególne komórki powietrza być od siebie oddzielone i to dostatecznie grubą ścianką. Czasami zdarza się, że izolacja fundamentów została źle wykonana, a budynek stoi na gruncie wilgotnym. Wtedy wilgoć wędruje dzięki włoskowatości ściany do góry. Otóż niektóre materiały zastępcze wciągają tak chciwie wodę, że dolne części parterowych ścian budynku o złej izolacji są stale wilgotne. Dalsze zjawiska z tej dziedziny zaobserwować możemy w czasie deszczu. Przedewszystkiem niektóre materiały złożone na miejscu budowy wciągają w czasie deszczu tyle wody, że wbudowane do ściany pozostają długo jeszcze mokre, co nie dozwala na dalsze prowadzenie robót. Ponadto już w gotowym budynku wciągają w czasie deszczu wodę, prześląknętą przez wyprawę, tracą jako wilgotne część wartości izolacyjnej i pozostają z tą wilgocią jeszcze kilka dni, okazując ciemniejsze plamy. Są to, jak widzimy interesujące spostrzeżenia, zupełnie przedtem nie obchodzące nas przy budowaniu z cegły.



Ryc. 2.

Szkielet żelazny domu mieszkalnego, wypełniony blokami z gazobetonu.

Ciężar i kształt. Pod tym tytułem możnaby pisać ogromnie wiele, szczególnie o kształcie, musimy jednakże streścić się do rzeczy najistotniejszych. Powiadzieliśmy, że cegła jest za ciężka, bo 1 m^2 ściany na 2 cegły waży do 900 *kg*. Przemysłowcy ceramiczni usiłują ciężar ten zmniejszyć, wprowadzając cegłę pustą i porowatą, nie schodzą jednakże z ciężarem objętościowym niżej 1·2, kiedy najlżejsze materiały zastępcze dochodzą do ciężaru 0·4, a 1 m^2 wypełnienia ściany waży wtedy

około 50 kg! Wiemy już jednak, że materiały zbyt lekkie są po pierwsze za mało wytrzymałe i nie reprezentują żadnej prawie akumulacji ciepła. Można jednak wyzyskać ich doskonałą wartość izolacyjną, przymocowując je do ściany, wykonanej z silniejszego materiału.

Kształt poszczególnych elementów bywa ogromnie rozmaity. Miara wielkości poszczególnych bloków o mniejszych wymiarach bywa udźwig obu rąk robotnika. Ponieważ ciężar objętościowy jest około dwa razy mniejszy od cegły, a udźwig rąk robotnika bez zmęczenia wynosi około 20 kg, stąd bloki te mają wymiary zwykle $20 \times 25 \times 50$ cm. Układa się je leżąc, tworząc ścianę o grubości 20 lub 25 cm.

W krajach o klimacie łagodniejszym grubość ścian spada do 16 cm, a stąd i wymiary bloków się zmieniają. Już ten format, choć najmniejszy ze stosowanych przy nowoczesnych materiałach różni się ogromnie od cegły. Gdy bowiem $1 m^2$ muru ceglanego na 55 cm potrzebuje około 180 sztuk cegieł, to na $1 m^2$ ściany o grubości 25 cm wychodzi 10 bloków, a o grubości 20 cm tylko 8 bloków. Zaoszczędzenie na ilości ruchów rąk robotnika jest tu rzeczywiście bardzo poważne. Z drugiej jednak strony układanie bloków wymaga większej dokładności i jest powolniejsze wskutek ich ciężaru, tak że w ostateczności oszczędność ta znacznie się redukuje.

Istnieją systemy budowy i materiały zastępcze, które dla zmechanizowania pracy i jej uproszczenia używają znacznie większych elementów niż opisane wyżej bloki. Mianowicie lekkie materiały zastępcze produkuje się w płytach o wymiarach około 1×2 m, albo 1×3 m, przyczem ciężar takiej płyty wynosi 10 do 40 kg, ponadto zaś stosuje się czasem budowę domów, składanych z całych gotowych ścian, które układa się na miejscu przy pomocy ruchomego żurawia. Zdawałoby się, że ta ostatnia forma budowy jest najszybsza i najtańsza, tymczasem doświadczenia, poczynione we Frankfurcie nad Menem, gdzie miasto założyło „fabrykę domów“, okazały, że metoda ta jest droższa i niedogodna, gdyż koszt ustawienia i ruchu dźwigów, oraz fabrykacji, transportu i ustawienia ścian przekraczał znacznie osiągnięte inną drogą oszczędności, tak że w końcu produkcję tej fabryki zastanowiono i budowano dalej z mniejszych bloków, układanych przez robotników.

Aby poszczególne bloki zachodziły dobrze na siebie i tworzyły silne wiązanie otrzymują one nieraz odpowiednie zagłębienia. Zagłębienia te są przy pewnych systemach tak wykształcone, że zaprawa łącząca bloki nie przechodzi na wskrós muru, lecz jest w środku jego grubości przerwana. Robi się to w tym celu, aby spoina zaprawy nie przewodziła z zewnątrz zimna, jest ona bowiem lepszym przewodnikiem ciepła od materiałów zastępczych. Były wypadki, że spoina taka, wykonana zbyt grubo (ponad 1 cm) w zimie przemarzła, a wewnątrz ubikacji osadził się na niej szron. Ponieważ spoiny tworzą w ścianie rodzaj kraty, taka sama krata z wałków szronu okazała się w zimie na ścianie.

Kształt bloków musi być następnie dokładny, aby grubość spoin była wszędzie jednakowa i możliwie najmniejsza. Wtedy bowiem do murowania wychodzi mało wody, a ściana jest wnet sucha. Także powierzchnia surowej ściany musi być równa, aby warstwa wyprawy mogła być jak najcieńsza.

Wymiary bloków powinny być tak dobrane, aby można było z nich przez odpowiednie cięcia wykonywać wszelkie podane w planach załomy, pilastry i t. p. bez potrzeby do uciekania się do formatów specjalnych.

Inne własności. Materiał zastępczy, czyto służący do wypełnienia szkieletu żelaznego lub żelbetowego, czy też samodźwigający przy małych domach, powinien mimo wystarczającej wytrzymałości dać się bez trudności dzielić na części młotem lub piłą. Jego powierzchnia ma dobrze trzymać zaprawę. Skład chemiczny i chemiczne

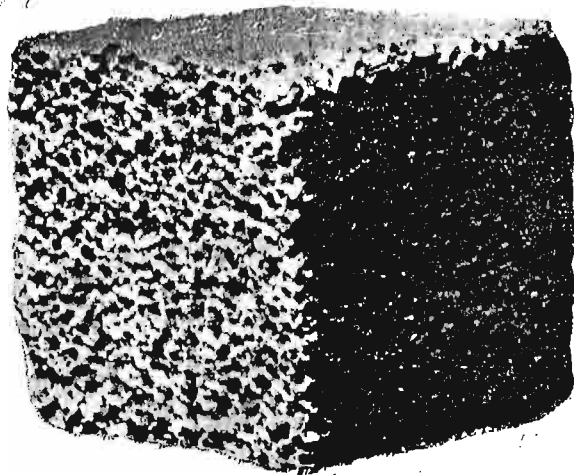
procesy, zachodzące w materiale, nie mogą wywoływać ani przykrewj woni, wykwitów i plan na powierzchni, ani też działać szkodliwie na materiał szkieletu. Dla konstrukcyj żelaznych ta ostatnia uwaga ma szczególne znaczenie ze względu na niebezpieczeństwo rdzewienia.

Za ostatnią wreszcie właściwość, która w naszych warunkach powinna cechować materiały zastępcze, to wyrób krajowy, ze surowców powszechnie występujących. Pierwszy argument jest ze względów państwowych zupełnie zrozumiały i uzasadniony. Wyrób materiału, o ile chcemy nadać mu znaczenie naprawdę przebojowe i ma występować masowo, nie może być w żaden sposób zależny od importu z zagranicy. Surowce, służące do jego wyrobu, muszą występować masowo i wszędzie, aby wytwórnie materiału mogły powstawać w różnych okolicach kraju, a kosztu transportu nie obciążały zbyt cenę sprzedażną.

Nie będziemy tu wyjaśniać, jak do tych postulatów ustosunkowuje się cegła, są to bowiem sprawy wielokrotnie omówione, a i we wstępie daliśmy do zrozumienia, że cegła do budowy wysokich domów i jako wypełnienie konstrukcji szkieletovej nie nadaje się wskutek znacznego ciężaru i małej stosunkowo wartości izolacyjnej. Przejdziemy zatem wprost do omówienia najważniejszych materiałów zastępczych pod kątem widzenia wymienionych dopiero co warunków, które mają one spełnić.

Materiały zastępcze występują w dwóch grupach: wyrabiane przy użyciu spoiwa cementowego jako porowaty beton i z części roślinnych.

W pierwszej grupie mamy beton żuźlowy, celolit i gazobeton, w drugiej heraklit i solomit. Są to naturalnie tylko najważniejsze odmiany, gdyż pozatem istnieje ogromna ich ilość mniej rozpowszechnionych, albo u nas nieznanych.

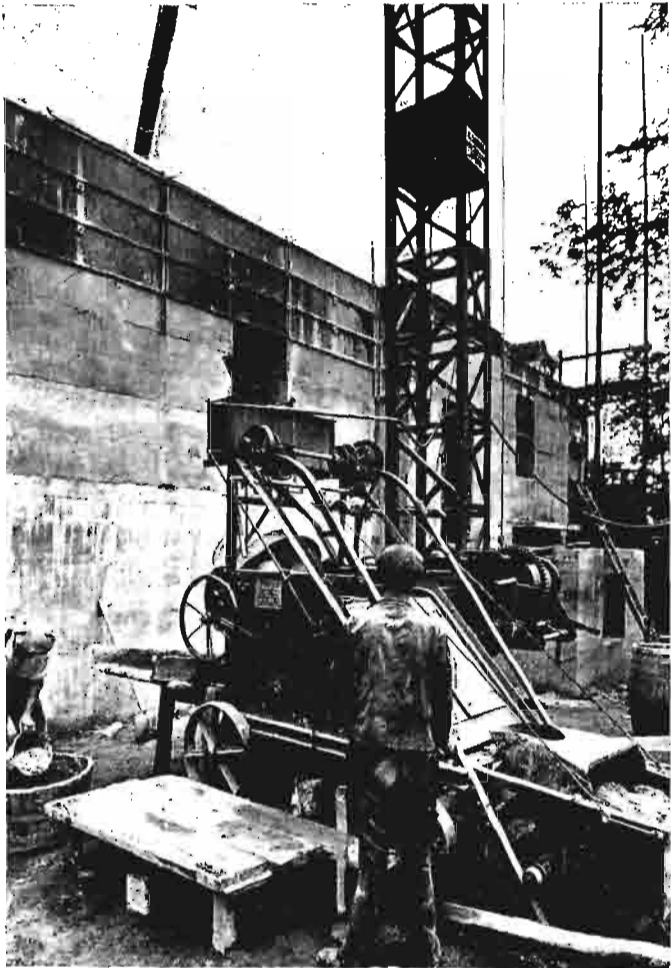


Ryc. 3.

Kostka, wycięta z bloku gazobetonu.

Beton żuźlowy robiono dawniej przeważnie przy użyciu żuźła węglowego. Jednakże wskutek zanieczyszczenia siarką, dużej zawartości popiołu i bardzo niejednolitego uziarnienia dawał on beton miernej jakości. Dopiero użycie żuźła wysokopieczowego, przygotowanego specjalnie do tego celu dało dobre wyniki. Z betonu żuźlowego wykonuje się pełne ściany, albo też pustaki. Wytrzymałość jego jest wystarczająca, przewodnictwo ciepła około 2 razy mniejsze niż cegły, lecz ciężar dosyć znaczny, bo około 1,5. U nas wykonano ostatnio z takich pustaków obudowę kilku hangarów lotniczych z zadawalniającym wynikiem. Pustaki miały wymiar $25 \times 25 \times 50$ cm. Szersze stosowanie tego materiału jest niestety związane i terenowo i ilościowo z produkcją hut.

Celolit pochodzi z Danji. Specjalna maszyna wytwarza z mazi mydlanej gęstą pianę, którą dodaje się do zaprawy cementowej. Po stwardnieniu powstaje ciało porowate z ogromną ilością drobnych zamkniętych komórek powietrza. Zależnie od ilości dodanej piany waha ciężar objętościowy. W blokach do budowy ścian nośnych wynosi on 1,1 i spada w dół aż do 0,35, dając wtedy materiał izolacyjny. Bloki budowlane przewodzą ciepło prawie 3 razy gorzej od cegły, wytrzymałość ich wynosi około 20 kg cm². Jednakże wadą jego jest po pierwsze wyrób fabryczny, wymagający ustawienia pewnych maszyn i motorów, a następnie skurecz, który występuje jeszcze kilkanaście miesięcy po wykonaniu. Skurecz ten jest tak znaczny, że bloki w ścianach pękają, tworząc pionowe rysy. Wytwórnie pracują jednak nad tem, aby ten skurecz zmniejszył do granic dopuszczalnych i aby praktycznie skończył się on w ciągu kilku tygodni.



Ryc. 4.

Budowa osiedla w Niemczech betonem „Schima”. Widzimy betoniarńkę do mieszania betonu, wieżę wyciągową, rynnę do spływania betonu i deskowanie przesuwne z blachy.

W Polsce mamy wykonanych szereg domów mieszkalnych w Warszawie i Lwowie. Jako izolatora używa się go z powodzeniem dla celów przemysłowych n. p. w chłodniach.

Gazobeton jest wynalazkiem szwedzkim. Do zaprawy cementowej dodaje się specjalnego proszku, który łącząc się z wodą i cementem wytwarza gazy i działa na zaprawę tak, jak drożdże na ciasto. Gazobeton stosuje się w blokach 20×25×50 cm, o ciężarze objętościowym 0,85. Przewodnictwo ciepła dzięki licznym komórkom powietrza podobnie jak w celolicie. Także pod względem skureczu podobny jest do celolitu i tu pracuje się nad usunięciem tej wady. Ma on jednak tę wyższość, że może

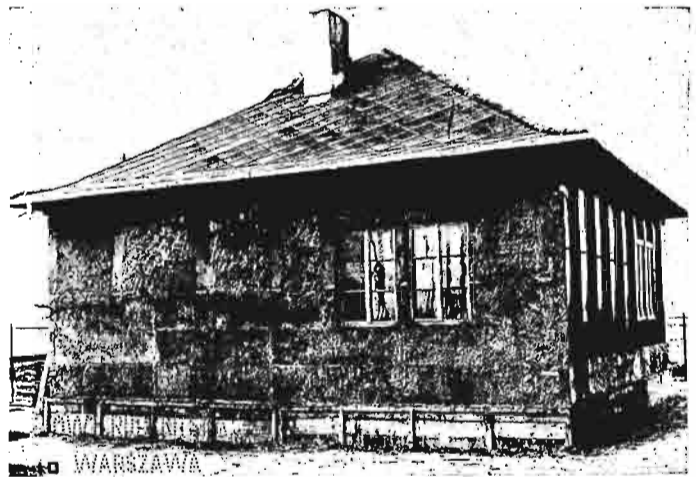
być wytwarzany na każdej budowie bez żadnych urządzeń specjalnych.

Z gazobetonu wzniesiono u nas kilka domów i zastosowano go do krycia kilku hangarów we formie zbrojonych płyt, ułożonych na dźwigarach. Próby wykonywania na budowie pełnych ścian w deskowaniu nie dały dobrych wyników z powodu rysów powstałych ze skureczu.

Tak celolit, jak i gazobeton wymagają z powodu dużych wymiarów bloków i cienkich spoin bardzo mało wody, stąd niebezpieczeństwo ze strony mrozu jest nieznaczne, a ściany są wnet suche. Oba te materiały, a szczególnie gazobeton są nieco za mało wytrzymałe, co powoduje w praktyce niedomagania, wyliczone poprzednio w ustępie o wytrzymałości.

We wschodnich Niemczech, więc tuż za naszą granicą wynaleziono gazobeton, powstający z dodania innego proszku, t. zw. „Schimabeton”. Wykonują z niego domy z pełnych ścian w przesuwnej deskowaniu jak widzimy na rysunku, podobno bez rysów, powstałych ze skureczu.

W drugiej grupie materiałów zastępczych zaczniemy od heraklitu. Są to specjalnie cięte włókna drzewne, napojone związkami magnezu. Ciężar objętościowy 0,4, wartość izolacyjna bardzo znaczna, zbliżona do korku. Heraklit nie jest zupełnie ogniotrwały, ale w normalnym ogniu nie pali się. Fabrykuje się go w płytach 50×200 cm o grubości 2,5, 5, 7,5 i 10 cm. Z powodu silnego napawania się wodą, nadaje się mniej na ściany zewnętrzne, ale wewnątrz ubikacji oddaje budownictwu bardzo cenne usługi. Gdy budujemy dom o szkieletie nośnym obitym obustronnie płytami heraklitu, nie używamy do tego zupełnie wody, stąd pracować można w zimie. Dzięki dużemu wymiarowi płyt, praca idzie bardzo szybko. Ponieważ wytrzymałość heraklitu jest nieznaczna, powinno się go używać do ścian zewnętrznych w połączeniu z innym materiałem wytrzymałym, a więc n. p. jako izolacja za cienkich ścian z cegły. Stąd także używa się heraklitu jako izolatora przy domach stalowych.



Ryc. 5.

Dom stalowy przy ul. Grochowskiej w Warszawie, izolowany zewnątrz płytami heraklitu.

Do Polski sprowadza się heraklit z Austrii, należy się jednak spodziewać, że przy wzroście zapotrzebowania otrzymamy własną fabrykę. Z większych robót w Polsce przy użyciu heraklitu należy wymienić magazyn tytoniowy w Monasterzyskach (szkielet drewniany) i dom mieszkalny dla urzędników we Wilnie (szkielet żelbetowy).

Solomit jest to impregnowana słoma, sprasowana w płyty pod wielkim ciśnieniem i związana drutem cynkowanym. Wartość izolacyjna solomitu zbliżona jest do heraklitu, jednakże odporność na ogień i wilgoć znacznie mniejsza. Szczególnie należy strzedz solomit przed dostę-

pem wody. Solomit znany jest i wyrabiany od dawna w licznych krajach, posiada fabrykę także i w Polsce (Dziedzice). Niedawno wykonano ze solomitu budowę urzędu celnego w Gdyni, gdzie przymocowano płyty solomitu śrubami do szkieletu żelaznego.

Ten krótki przegląd najważniejszych materiałów zastępczych wskazuje, że tworzą one dwie konkurencyjne grupy. Z jednej strony celolit i gazebeton, materiały wytrzymałe, nadające się do budowy ścian nośnych, ale skrępowane walcem ze skurczem, którego dotychczas nie zdołały usunąć, z drugiej zaś strony heraklit i solomit bijące tamte szybkością wykonania bez użycia wody i lekkością, lecz za to zbyt słabe, by mogły samodzielnie stanowić wytrzymałą ścianę zewnętrzną.

Obie grupy materiałów zaznaczają w budownictwie w porównaniu do cegły ogromny postęp i choć dotychczas

nie mogą one pobić cegły na całej liuzi i zapewne nie prędko dopną do tego, to jednak wyparły już ją prawie w zupełności z budownictwa szkieletowego, które będzie w przyszłości prawdopodobnie najracjonalniejszą formą budowy dużych domów miejskich.

Przeżywamy obecnie okres prób i doświadczeń, niepozbawionych przykrych nieraz niepowodzeń. Jesteśmy świadkami coraz to nowych ulepszeń w produkcji i zastępowaniu materiałów zastępczych. Może być, że na widownię wystąpi w międzyczasie jakiś nowy materiał, który wykaże jeszcze lepsze walory. W każdym jednak razie przyznać musimy, że wydanie bezwzględniego sądu co do wyższości któregoś z tych materiałów nad inne jest dziś jeszcze przedwczesne, gdyż brak nam ciągle tego najważniejszego miernika wartości materiałów budowlanych jakim jest czas.

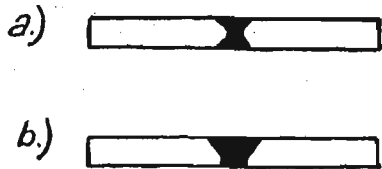
Inż. Venceslav Poniž.

Żelazne konstrukcje spawane w świetle badań.

Żelazne konstrukcje spawane, których właściwy rozwój zaczyna się dopiero po wojnie światowej, a które aż do dnia dzisiejszego osiągnęły olbrzymi postęp i rozpowszechnienie, nie zajmują pomimo wszystko jeszcze tego miejsca w budownictwie żelaznym, jakiego należałoby oczekiwać w związku z wielkim nakładem pracy i pieniędzy, włożonym w badanie tychże konstrukcji tak w kraju jak i zagranicą. Powód ku temu jest podwójny: niechęć do nowych sposobów pracy, oraz brak wiadomości o badaniach i postępach jakie konstrukcje te poczyniły. Powód pierwszy jest zrozumiały, bo wymaga od fabryk oraz warsztatów wielkiego nakładu pieniędzy przy zmianie istniejących urządzeń celem przystosowania się do nowych sposobów pracy, natomiast co do powodu drugiego, literatura o badaniach konstrukcji spawanych jest tak porozrzucana po różnych czasopismach, że jest prawie niemożliwym dla inżyniera nieustanne śledzenie tejże. Poniżej podane są najgłówniejsze wyniki osiągnięte przy badaniach konstrukcji spawanych, które dobitnie świadczą o wielkim postępie jaki uczyniono w ostatnim czasie na tem polu.

Badania połączeń spawanych na styk czołowy.

Badania te, robione tak w kraju jak i zagranicą, wykazują bardzo dużą wytrzymałość na rozerwanie. Wykonane przez prof. Bryłę¹⁾ próby połączeń na V i X (Rys. 1 a, b) dały dla wypadku pierwszego wartość średnią $R_r = 3140 \text{ kg/cm}^2$, dla połączeń na X to $R_r = 3090 \text{ kg/cm}^2$



Rys. 1 a, b.

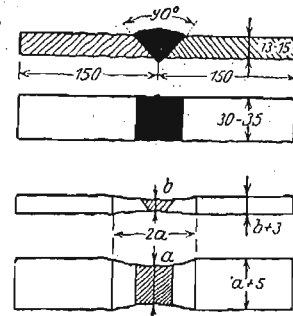
Połączenie na styk czołowy: a) na X, b) na V.

Aczkolwiek zdawałoby się, że wytrzymałość próbki na X, ze względu na osiowe przeniesienie siły zrywającej, powinna być większa od V, to jednakowoż rzecz ma się odwrotnie, chociaż różnica jest minimalna. Świadczy to o wielkiej jednolitości jaka została wytworzona pomiędzy materiałem konstrukcyjnym i spawką.

¹⁾ Bryła: Próby spawanych połączeń na rozerwanie, *Czasop. Techn.* 1930.

Polskie przepisy dotyczące wykonania konstrukcji żelaznych przy pomocy spawania, wymagają robienia przed każdorazową budową próbek na rozciąganie, które zostaną specjalnie obrobione, gdzie wytrzymałość spawki na rozerwanie nie może być mniejsza jak 80% wytrzymałości materiału konstrukcyjnego, t. j. dla stali $3700 \times 0.8 = 2960 \text{ kg/cm}^2$. Widzimy, że wytrzymałości powyższe są lepsze od wymaganych przez przepisy, aczkolwiek wykonane zostały nie dla uzyskania jaknajlepszych wartości, ale jako przeciętna robota, która może dać wyniki tańsze jak gorsze.

Z racji budowy mostu nad Słudwią pod Łowiczem²⁾, wykonane próbki (Rys. 1 c) na rozerwanie dały średnią wartość $R_r = 3984 \text{ kg/cm}^2$, przyczem spawanie wykonane



Rys. 1 c.

Połączenie na styk czołowy: c) próbki według przep. M. R. P.

było na V. Wartość ta wzięta jako średnia z dziewięciu próbek jest stosunkowo bardzo wysoka, lecz pamiętać należy, że próbki musiały być wykonane ze specjalną pieczołowitością, celem wykazania pewności spawania, poczem były obrabiane tak jak tego wymagają przepisy, więc warstwy zewnętrzne — gdzie wypaść może i wypada największa porowatość — zostały usunięte.

Jeszcze lepsze wyniki otrzymano przy badaniach na rozerwanie przez Wolny Uniwersytet w Brukseli³⁾. Próbki wykonane zostały podobnie jak tego wymagają przepisy polskie a wartość średnia wytrzymałości na rozerwanie z trzech próbek wynosiła $R_r = 5105 \text{ kg/cm}^2$. Że jednak wytrzymałości spawek są wogóle zależne w wysokim stopniu od dobroci elektrod, świadczą o tem wyniki otrzymane przez ten sam Uniwersytet, gdzie elektrodami nie-

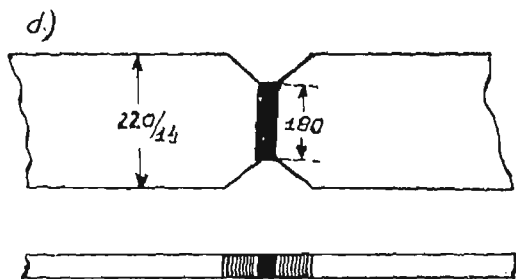
²⁾ Bryła: Most żelazny spawany elektrycznie. Spaw. i cięcie metali, Warszawa, 1929.

³⁾ Précis de la construction des charpentes soudées. Edition Arcos, Bruksela, 1929.

owijaniem uzyskano przy trzech próbkach i takich samych warunkach jak powyżej średnią wytrzymałość $R_r = 3010 \text{ kg/cm}^2$.

Podobne rezultaty otrzymały również Niemcy i Amerykanie.

Wykonane w Szwajcarii (Rys. 1 d) badania dały wytrzymałość na rozerwanie $R_r = 3480 \text{ kg/cm}^2$. Przy tych



Rys. 1 d.

Połączenie na styk czołowy: d) próbki szwajcarskie.

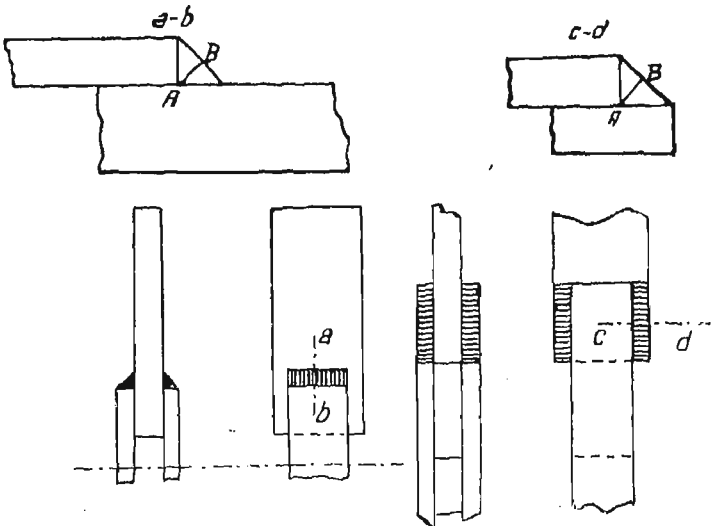
próbach badano również wydłużenie spawki, przyczem stwierdzono, że wydłużenie jest proporcjonalne do wielkości siły.

W największej ilości wypadków zerwanie występuje w spawce samej. O ile zostanie zerwany materiał konstrukcyjny to przeważnie w miejscach obok spawki, gdzie wytrzymałość na rozciąganie jest zmniejszona z powodu działania wysokiej temperatury podczas spawania (przy spawaniu elektrycznym do 4000°).

Jak widać z powyższego, wymagana przez polskie przepisy wytrzymałość spawki na rozerwanie jest zawsze przewyższana.

Badania połączeń na szew czołowy.

Połączenia te szczegółowo badał Dustin⁴⁾, dochodząc przytem do wniosku, że siła rozrywająca działa jako jednostajnie rozłożona w najmniejszej powierzchni ścienia szwu. Przekrój poprzeczny szwu badanego był trójkątem o równych bokach. Wytrzymałość więc takiego szwu można obliczyć, mnożąc powierzchnię $A-B$ (na jednostkę długości) (Rys. 2) przez wytrzymałość materiału spawki na rozerwanie.



Rys. 2.

Połączenie na szew czołowy.

Rys. 3.

Połączenie na szew boczny.

Szwajcarzy doszli również do wniosku, że naprężenie na końcach spawki, równe jest naprężeniu średniemu, panującemu w blaszce. Wytrzymałość rozrywająca wynosiła $R_r = 2300 \text{ kg/cm}^2$ dla powierzchni prostopadłej szwu, więc

⁴⁾ H. Dustin: Les assemblages des profilés par soudure, Liège, 1928.

dla najmniejszej powierzchni ścienia $R_r = 2300/0.7 = 3290 \text{ kg/cm}^2$. Przy 70% siły rozrywającej dał się słyszeć przy powyższym badaniu zgrzytający szmer, co świadczyłoby o rozluźnieniu się szwu. Jest to sprzeczne z doświadczeniami Dustina, gdzie rozerwanie szwu nastąpiło bez jakichkolwiek poprzednich deformacji.

Prof. Bryła⁵⁾ otrzymał przeciętną wartość siły rozrywającej (z dziewięciu próbek) $R_r = 3330 \text{ kg/cm}^2$.

Rozrywanie tych szwów jest stosunkowo bardzo regularne według najmniejszej powierzchni ścienia, co się tłumaczy tem, że naprężenia tak w blaszce jak i w spawce są jednostajnie rozłożone na całej długości szwu.

Badania połączeń na szew boczny.

Bardziej skomplikowaną pracę wewnętrzną w blaszce jak i w samym szwie wykazuje połączenie na szew boczny. Mierzone w Szwajcarii przy badaniach szwu bocznego naprężenia w blaszce, wykazały naprężenie na krawędziach wzdłuż szwu o 25% większe jak teoretycznie obliczone. Tłumaczy się to przeniesieniem siły wzdłuż krawędzi blach, gdzie środkowa część blachy współpracuje w dużo mniejszym stopniu. Otrzymana wytrzymałość na rozerwanie jest mniejsza niż przy spawaniu na szew czołowy i wynosi dla najmniejszej powierzchni ścienia $R_r = 2530 \text{ kg/cm}^2$, więc tylko 77% wytrzymałości połączenia na szew czołowy.

Dustin i tu doszedł do wniosku, że faktyczna powierzchnia ścienia przechodzi przez teoretycznie najmniejszy przekrój $A-B$, przyczem jednak daje się zauważyć pewien wpływ sił drugorzędnych, działających na krawędziach bocznych blach (wzdłuż szwu). Naprężenia ścinające są w przekroju $A-B$ nierównomierne i maleją od A ku B . O ile szew czołowy rozrywa się prawie bez odkształceń, o tyle odkształcenia występują przy szwie bocznym bardzo silnie. Praca przy rozrywaniu szwu tak pod działaniem siły statycznej jak i dynamicznej jest znaczna i rośnie silnie z długością szwu. Wytrzymałość jednostkowa szwu długiego jest wobec powyższego mniejsza niż wytrzymałość jednostkowa szwu krótkiego, przy tych samych wymiarach poprzecznych szwu. Jaki jest związek pomiędzy wytrzymałością i długością szwu, Dustin nie podaje.

Doświadczenia wykonane przez Bryłę wykazały, że dla mniejszych przekrojów poprzecznych szwów, jest pewna dążność do zmniejszenia się wytrzymałości jednostkowej.

Wytrzymałość jednostkowa szwu bocznego zmniejsza się również ze zwiększonym przekrojem szwu. (Rys. 4 i 5). Według próbnego projektu niemieckich przepisów dla obliczeń konstrukcyjnych spawanych, wynosi naprężenie dopuszczalne na ścinanie $k_{sc} = 750 \text{ kg/cm}^2$, przyczem za przekrój niebezpieczny uważana ma być powierzchnia według $A-B$. (Rys. 3). Dla naprężeń na jednostkę długości przy różnych grubościach szwu daje nam to linię prostą o równaniu:

$$k_{sc} = 530 \cdot t \text{ kg/cm}^2,$$

pryczem „ t ” oznacza wymiar boku prostokątnego przekroju szwu. Bryła uwzględniając zmniejszoną wytrzymałość jednostkową szwu przy rosnącej grubości ustawił równanie:

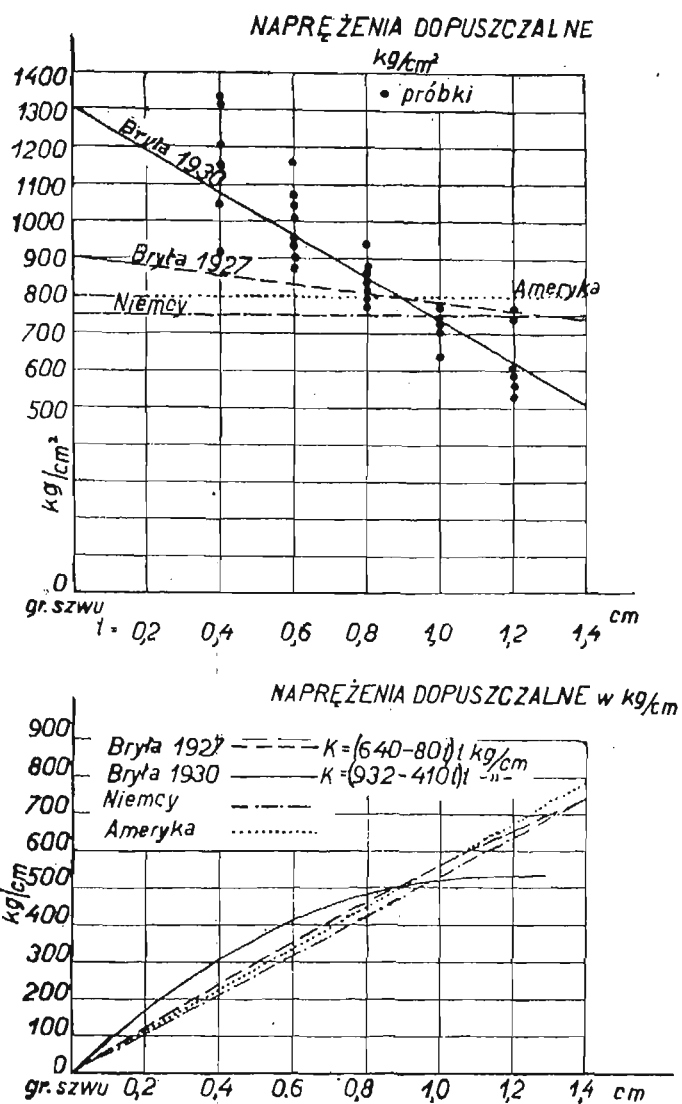
$$k_{sc} = (640 - 80t) \text{ kg/cm}^2.$$

Jak wykazały ostatnie próby wykonane przez tegoż, wytrzymałość na jednostkę powierzchni, spada jeszcze bardziej z wzrastającą grubością szwu niż wykazuje dotychczasowe równanie. Jest to najprawdopodobniej hyperbola, która w granicach praktycznie ważnych wymiarów szwów uważana być może za prostą. Odnośnie do wytrzymałości na jednostkę długości szwu, równanie to brzmi:

$$k_{sc} = (932 - 410t) \text{ kg/cm}^2,$$

⁵⁾ Wyniki te jak i później podane, badane przez prof. Bryłę, ogłoszone będą szczegółowo przez niego w najbliższym czasie.

przyczem współczynnik pewności wynosi $n=3.25$. Z wykresu rys. 4 widać, że naprężenie dopuszczalne według przepisów amerykańskich, które wynosi $\approx 800 \text{ kg/cm}^2$ jest dla szwu $t=12 \text{ mm}$ o 21% wyższe jak naprężenie dopuszczalne wynikające z ostatnich doświadczeń Bryły, które wynosi tylko 620 kg/cm^2 . Dla małych wymiarów szwów wartości naprężeń dopuszczalnych według przepisów niemieckich i amerykańskich są za małe, natomiast dla większych za duże, więc z niekorzyścią dla pewności. Przy powyższych próbach ściecie szwów nastąpiło najczęściej podług powierzchni trochę większej od teoretycznie najmniejszej.



Rys. 4.

Naprężenie dopuszczalne szwu bocznego na jednostkę powierzchni.

Rys. 5.

Naprężenie dopuszczalne szwu bocznego na jednostkę długości.

O przebiegu naprężeń rzeczywistych w szwach bocznych wiadomo dotychczas bardzo mało. Pierwsze doświadczenia wykonano w Ameryce⁶⁾. Naprężenia wewnętrzne we szwie otrzymano na podstawie wydłużeń szwu w punktach 1—1', 2—2', 3—3' i t. d. (Rys. 6); przyczem największa siła rozciągająca jaką użyto, wynosiła 2700 kg na każdy szew, przez co nie została z całą pewnością przekroczona jeszcze granica sprężystości. Niech będzie naprężenie średnie we szwie obliczone dla najmniejszej płaszczyzny ściecia k_s , a średnie wydłużenie obliczone Δ_s , to największe naprężenie panujące we szwie będzie

$$k_{max} = k_s \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s}$$

⁶⁾ Journal of the American Welding Society 1929.

Dla największego obciążenia szwów siłą $P=2700 \text{ kg}$, obliczone według powyższego wzoru największe naprężenia wykazują, że dla próbki (1) (Rys. 6) stosunek naprężeń największych do najmniejszych ma się jak $\frac{1190}{630}$ więc prawie jak 2:1.

Próbka Nr.	wymiary blach milimetry					wydłużenia 1/1000 milimetra				naprężenia kg/cm^2			
	a	b	c	l	F_1/F_2	Δ_{max}^s	Δ_{max}^w	Δ_{min}	Δ_s	k_{max}^s	k_{max}^w	k_{min}	k_s
(1)	76	51	9.5	57	1	13.0	13.3	7.1	6.9	1190	1190	630	850
(2)	76	51	19	57	0.5	18.2	10.1	9.7	11.6	1280	710	675	850
(3)	152	102	9.5	57	1	13.3	16.5	10.4	12.4	920	1150	815	850

Próbka (1) wykazuje równe wydłużenia na obu końcach szwu, natomiast próbka (2) wykazuje dużo większe wydłużenie szwu od strony zewnętrznej niż od strony wewnętrznej. Objaw ten dla próbki (3) jest przeciwny. Oprócz tego również i średnie wydłużenie (obliczone) wzrosło bardzo w stosunku do próbki pierwszej. Możliwym jest, że jest to wpływ zmniejszonego stosunku przekrojów blach łączonych do łączących (dla próbki (2), $F_1/F_2=0.5$), lub też wpływ mniejszej lub większej dobroci samej spawki.

Próby powyższe wykazują, że największą pracę wykonuje szew podłużny na końcach, zaś najmniejszą we środku długości szwu.

Szew czołowy i boczny.

Według rozważań poprzednich dla szwu czołowego i dla szwu bocznego, deformacja pierwszego występuje praktycznie dopiero z chwilą zerwania, gdy tymczasem deformacja szwu bocznego jest bardzo duża i występuje znacznie przed zerwaniem spawki. Przy połączeniu więc szwu bocznego z czołowym, zerwanie według powyższego nastąpić musi najpierw w szwie czołowym, następnie dopiero w bocznym. Największą pracę przy rozerwaniu próbki dokonują szwy czołowe, odciążając przeto szwy boczne. Potwierdzają to tak doświadczenia Dustina jak i Bryły.

Wynika więc z tego, że szew czołowy powinien być wzmocniony, a wymiary jego dużo większe od szwu bocznego, ażeby zerwanie szwu bocznego i czołowego nastąpiło równocześnie. Zadanie to należałoby rozwiązać zapomożą próbek o różnych stosunkach powierzchni pracujących na ścinanie i przyczyniłoby się niewątpliwie do ekonomicznego obliczania wymiarów przy połączeniu szwu bocznego z czołowym. Należy przytem zauważyć, że kwestja powyższa nie może wywołać żadnego niebezpieczeństwa przy obciążeniach statycznych, bo należy pamiętać, że wyniki badań wytrzymałości tych połączeń spawanych wykazują 65—85% wytrzymałości materiału konstrukcyjnego. Gorzej może się sprawa ta przedstawiać przy obciążeniach dynamicznych, a więc szczególnie przy konstrukcjach mostowych.

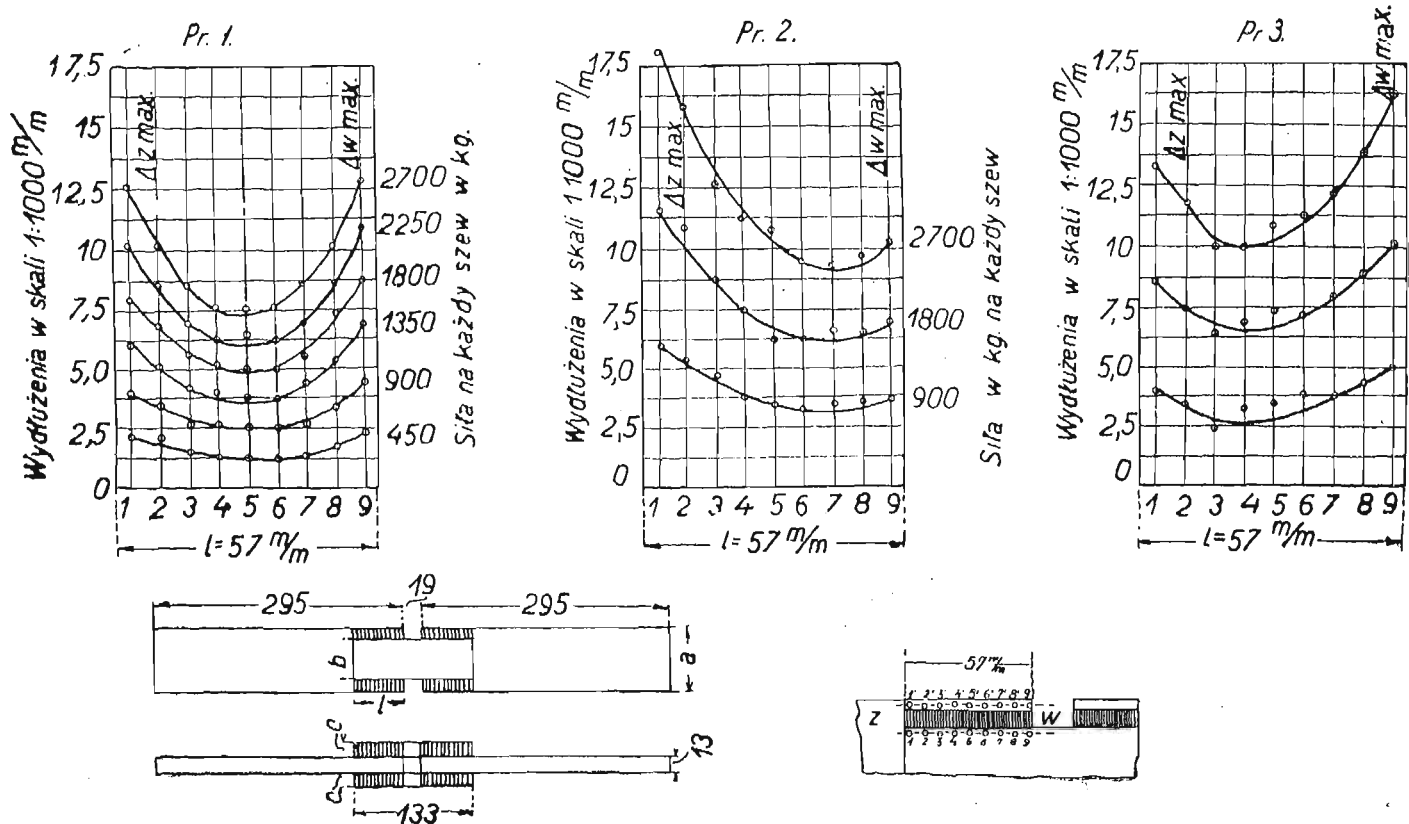
Badania połączeń nitowanych w połączeniu ze spawaniem.

W związku z coraz większymi wymaganiami, które są stawiane mostom żelaznym drogowym i kolejowym, z powodu wzrastających obciążeń i chyżości pojazdów, ważną jest kwestją wzmocnianie mostów. Dotychczas skutecznie wzmocnianie głównie przy pomocy dodawania dźwigarów głównych, rzadziej natomiast wzmocnianie samą konstrukcją żelazną. Na tem polu spawanie może się w znacznym stopniu przyczynić do ułatwiania rekonstrukcji, jakoteż i na obniżenie kosztów ogólnych w związku ze wzmocnianiem mostów żelaznych.

Badania nad wzmocnianiem konstrukcji żelaznych przy pomocy spawania idą w dwu kierunkach:

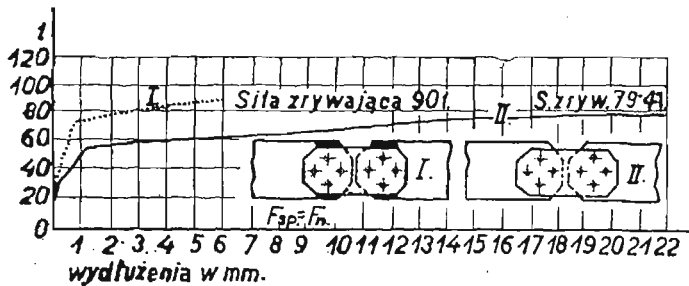
- 1) Połączenie nitowane wzmocnione spawaniem czołowym lub bocznym, lub też jednym i drugim razem,
- 2) Połączenie nitowane naciągnięte, następnie wzmocnione spawaniem jak pod 1).

jest przenieść resztę t. j. 40% przy pomocy spawki, której wydłużenia są w tym wypadku dużo mniejsze. Dla wytrzymałości nitów na ścinanie $R_n = 4000 \text{ kg/cm}^2$, wytrzymałości szwu bocznego i czołowego $R_{b+cz} = 2300 \text{ kg/cm}^2$, po-



Rys. 6. Wydłużeniu szwu bocznego.

Wypadek 1) zajść może przy użyciu łączenia, nitowania i spawania przy konstrukcjach nowych (nity jeszcze nie pracują), natomiast wypadek 2) ważny jest przy wzmocnianiu mostów i t. d., gdzie nity są już w stanie pracującym.



Rys. 7. Wydłużenie połączenia nitowanego (linja pełna) i połączenia nitowanego wzmocnionego spawaniem.

Połączenia ad 1), z góry skazane są na to, że efekt wzmocnienia przy pomocy spawania będzie minimalny. Składają się na to całkiem różne wartości pracy wewnętrznej i wydłużeń połączenia nitowanego i spawanego (Rys. 7), przez co nie można oczekiwać dodatniej współpracy. Stać się może nawet przeciwnie, że konstrukcja nitowana wzmocniona spawaniem jest raczej osłabiona. Według Roša⁷⁾, ma spawka przenieść 40% całkowitej siły zrywającej połączenia nitowanego; z powodu wielkich deformacji jakie występują w nitach przy połączeniu nitowanym powyżej siły, wynoszącej 60% siły zrywającej, lepiej

⁷⁾ Über elektrisch u. autogen geschweisste Konstruktionen, E. M. P. A. Diskussionsheft Nr. 12. Zurych, 1926.

wierzchnia spawki $F_{sp} = \frac{0.40 \times 4000}{2300} = 70\% F_{nitów}$. Praktyczne korzyści ze wzmocnienia przy pomocy spawania otrzymać można dopiero wówczas, jeżeli powierzchnia pracująca spawki równa się powierzchni pracującej nitów, przyczem umieszczenie spawki w ten sposób, że ta przeszkadza dopływowi siły do nitów, jak n. p. przy spawkach na styk bezpośredni lub też przy spawkach na szew czołowy, mogą wpłynąć ujemnie na współpracę nitów ze spawką.

W wypadku powyższym wytrzymałość szwu czołowego przyjęta jest bardzo nisko. Przy przyjęciu wytrzymałości na rozerwanie szwu czołowego i bocznego $R_{b+cz} = 3000 \text{ kg/cm}^2$, można powiedzieć, że przy powierzchni całkowitej spawki równej 50% powierzchni pracującej nitów, otrzymamy już wzmocnienie przez spawanie.

Próby robione przez Szwajcarskie koleje Związkowe⁸⁾ dały wyniki następujące: Wzmocnienie połączenia nitowanego przez spawanie blach łączonych na styk bezpośredni, daje wyniki ujemne. Zerwanie próbki nitowanej wzmocnionej szwem czołowym występuje stosunkowo odrazu, w przeciwieństwie do próbki wzmocnionej szwem bocznym, gdzie zerwanie poprzedza dużo większe odkształcenie. Do wzmocnienia połączeń nitowanych należałoby więc raczej stosować szew boczny. Do wniosku powyższego można było dojść na podstawie wyników otrzymanych przez Dustina dla szwu czołowego i bocznego.

Dla otrzymania potrzebnej powierzchni pracującej szwu F przy pożądanym wzmocnieniu W konstrukcji ni-

⁸⁾ „Verbindungen für Festigkeit von Stabverbindungen bestehend aus Nietten und elektrischer Schweissung“, Szwajcarskie Koleje Związkowe, Zurych, 1925.

townej, otrzymano na podstawie kilkunastu prób następujące równania:

$$\text{dla szwu czołowego: } F_{cz} = 1.72 W + 0.6 F_n$$

$$\text{dla szwu bocznego: } F_b = 2.23 W + 0.8 F_n$$

Podstawiając za:

$\frac{W}{F_{nitów}} = H$, to dla poszczególnych wartości H wypada następująca tabliczka:

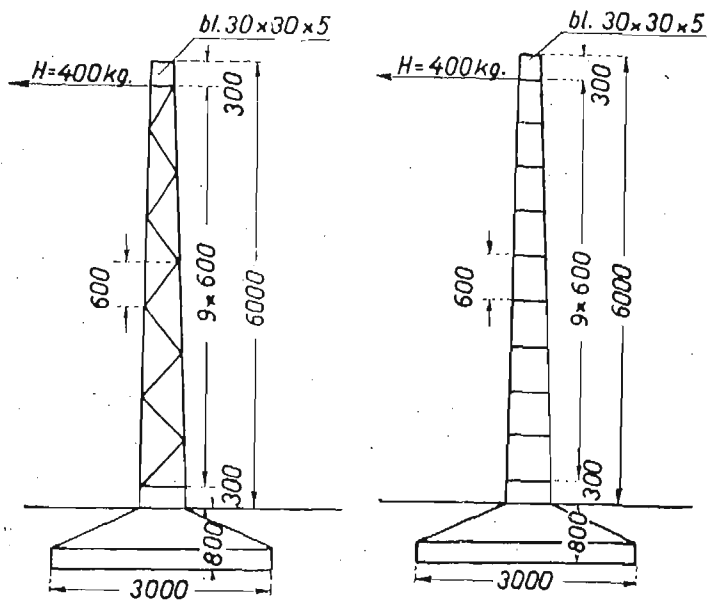
H =		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
F_{sp}	Spawki czoł. $1.72 H + 0.6$	0.77	0.94	1.12	1.29	1.47	1.63	1.80	1.97
F_n	Spawki boczn. $2.23 H + 0.8$	1.02	1.25	1.47	1.69	1.92	2.14	2.36	2.59
	Wartość średnia	0.90	1.10	1.29	1.49	1.69	1.88	2.08	2.28

Tabliczka powyższa wykazuje lepsze wartości dla wzmocnienia przy pomocy spawek bocznych. Celem wzmocnienia nitowania o 10% zapomocą spawania bocznego i czołowego, potrzebna powierzchnia spawki wynosi: $F_{sp} = 0.9 F_{nitów}$. Należy przytem zauważyć, że lepiej wykonane spawki dają rezultaty lepsze, a powyżej otrzymane wartości są wynikiem średniej roboty.

ad 2). Wzmocnienia nitowania za pomocą spawania przytem próbka nitowana jest przed wzmocnieniem naciągnięta, powinny dawać już wyniki lepsze. Spawka już nie jest zmuszona w stadium początkowym obciążenia pracować sama lecz pracuje równomiernie z nitami; w tym wypadku jesteśmy bliżej owej 60% wartości siły rozrywającej, więc wzmocnienie powinno dawać lepsze rezultaty. Badania podobne przeprowadza obecnie prof. Bryła, a wyniki ich położą na pewno podstawę do obliczenia wzmocnień konstrukcyj mostowych przy pomocy spawania.

Próby ze słupami kratowymi. (Maszty dla wysokiego napięcia).

Próby te robione w Niemczech⁹⁾ wykazały korzyści jakie nam daje spawanie. Zbudowano trzy maszty o wysokości $h = 6.00 m$, wszystkie obliczone dla parcia poziomego $H = 400 kg$ działającego we wierzchołku; jeden maszt wykonany był jako zwykła konstrukcja nitowana,



Rys. 8.

Słup kratowy z przekątniami.

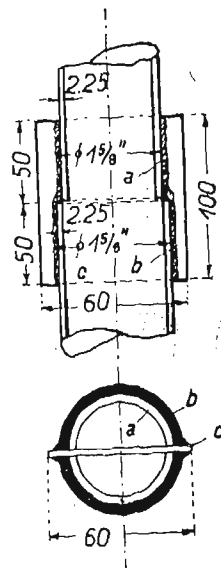
Rys. 9.

Słup kratowy z ryglami.

słupy i przekątnie z kątownek, drugi i trzeci jako konstrukcja spawana z rur, skratowanie przy słupie drugim z przekątni rurowych, przy słupie trzecim z rygli rurowych.

⁹⁾ Hilpert-Bondy: Geschweisste Rohrkonstruktionen, V. D. I. 1929.

wych. (Rys. 8 i 9). Do prób użyto rur o szwie podłużnym spawanym jako tańszych. Wybrano przekroje duże o małej grubości ścianki. Spawanie zostało wykonane przy pomocy acetylenu.



Rys. 10.

Stylk dwóch rur 6.0 m długości.

Dla wysokości $h = 12.00 m$, wykonano jeden maszt nitowany, jeden spawany z rur. Na słupy użyto dwóch rur o długości 6.00 m, a stylk wykonano za pomocą blachy węzłowej. (Rys. 10). W jednym i drugim wypadku użyto kraty przekątniowej, dla masztu nitowanego z kątówek, dla spawanego z rur.

Wyniki zestawione są w poniższej tabeli:

Maszty o wysokości $h = 6.00 m$.

Materiał bud.	kątownki	rury spawane	
Połączenie	nitowane	spawane	
Sposób budowy	przekątnie	przekątnie	rygla
C. wł. słupa $G kg$	173	95	124
Najw. siła $H kg$	1400	1600	1350
$H : G$	8.1	16.8	10.9
Wykorzystanie mat.	1	2.07	1.43

Maszty o wysokości $h = 12.00 m$.

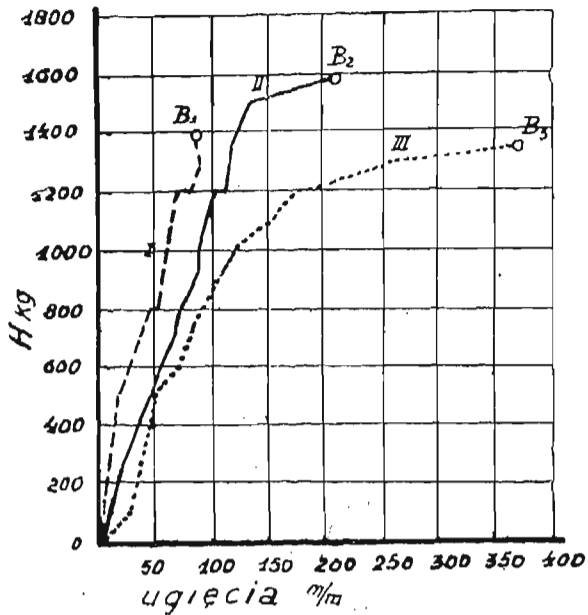
Materiał bud.	kątownki	rury
Połączenie	nitowane	spawane
Sposób budowy	przekątnie	przekątnie
C. wł. słupa $G kg$	331	186
Najw. siła $H kg$	1440	1300
$H : G$	4.23	7
Wykorzystanie mater.	1	1.66

Ciężar własny masztu nitowanego 6.00 m jest prawie dwa razy większy od podobnej konstrukcji spawanej z rur, przytem wykorzystanie materiału masztu spawanego w stosunku do nitowanego jest $\frac{2.07}{1}$. Tak samo ma-

szty spawane 12.00 m wykazują lepsze wykorzystanie materiału od nitowanych. Ugięcia pod działaniem siły poziomej są większe dla masztów spawanych niż nitowanych (mniejsza ilość materiału). (Rys. 11).

Maszty spawane wykonane z rur mogą być stosowane z lepszym wynikiem jak nitowane z kątówek, przy zwiększonej wytrzymałości i zmniejszonym ciężarze wła-

sny. Powierzchnia wystawiona na działanie wiatru jest mniejsza. Z powodu zmniejszonego ciężaru i mniejszej powierzchni wystawionej na parcie wiatru, wypadają rów-



Rys. 11.
Ugięcia masztów pod działaniem parcia poziomego.
I. maszt nitowany z kątownik } z przekątniami
II. " spawany z rur } z przekątniami
III. " " " " } z ryglami.

niez wymiary fundamentu mniejsze jak przy masztach nitowanych z kątownik.

Doświadczenia z kratownicami spawanymi.

Dotychczasowe badania nad mostami spawanymi wykonanymi odnoszą się przeważnie tylko do obciążeń próbnych i badania strzałki ugięcia. Konstrukcje te mają wymiary przekrojów poprzecznych mniejsze jak konstrukcje nitowane, więc ugięcie jest większe, natomiast ugięcie trwałe (po zdjęciu rusztowania) powinno się równać zeru. Wpływ naprężeń drugorzędnych jest tu większy bo połączenia prętów we węzłach zapomocą spawania dają prawie idealną sztywność.

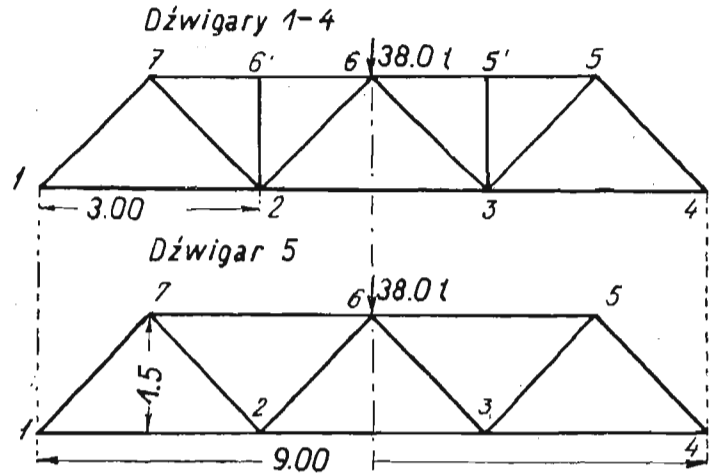
Gehler¹⁰⁾ badał laboratoryjnie ugięcie i naprężenie drugorzędne kratownic, a właściwym celem jego badań było uzyskanie wartości naprężeń ścinających lub rozrywających jakie powstają we szwach łączących poszczególne elementy kraty. Dlatego też, ażeby nie nastąpiło wyboczenie prętów lub wogóle zbyt silna deformacja kraty przed zerwaniem się szwów, podwyższono wartość naprężeń (obliczonych według Neesego) o 57%.

Zrobiono pięć dźwigarów o rozpiętości teoretycznej $L=9.00\text{ m}$ (Rys. 12), siły wewnętrzne w prętach obliczono dla siły działającej w węźle 6, którą przyjęto $P=38\text{ t}$. Dźwigar pierwszy wykonany jako zwykły nitowany z blachami węzłowymi, dźwigar drugi taki sam jak pierwszy z tą różnicą, że przekątnie i słupy składające się z dwóch kątownik jak poprzednio, zostały przymocowane do blach węzłowych zapomocą szwu bocznego; przy dźwigarze trzecim przekroje są z kątownik, przekątnie przymocowane są do pasów wprost przy pomocy szwu bocznego i czołowego, słupki 2-6' i 3-5' zapomocą małych blach węzłowych; dźwigar czwarty nie ma wogóle blach węzłowych, przekątnie i słupy przymocowane są wprost do pasa górnego i dolnego przy pomocy szwów bocznych i czołowych, pas górny i dolny jest z teowników, przekątnie z dwuteowników, słupki z kątownik; dźwigar piąty bez blach

¹⁰⁾ Gehler: Versuche mit geschweissten Fachwerkträgern, V. D. I. 1929.

węzłowych, przekroje prętów wyłącznie z dwuteowników, przekątnie przymocowane wprost przy pomocy spawania do pasa górnego i dolnego. Słupki 2-6' i 3-5' odpadają.

Ugięcie mierzone w środkowym węźle pasa górnego. Dla pierwszych dwóch dźwigarów próbną linią ugięcia równała się obliczonej na podstawie przegubowego połączenia prętów we węzłach, natomiast linia ugięcia dalszych trzech dźwigarów jest średnio 12% większa od obliczonej. Wszędzie przebieg linii ugięcia był regularny, co świadczy o elastycznym zachowaniu się powyższych dźwigarów.



Rys. 12.
Dźwigary kratowe.

Na podstawie pomierzonych podczas obciążenia dźwigarów, odkształceń, obliczono momenty spowodowane sztywnym połączeniem prętów we węzłach dla pręta 3-6. Wartości zestawione w tabliczce wykazują, że momenty

Dźwigar Nr.	1	2	3	4	5
$J\text{ cm}^4$	175	175	232	958	958
$M\text{ kg/cm}$	3810	6750	12930	74700	74900
Naprężenia w kg/cm^2	123	218	360	622	622

te są dla dźwigara czwartego i piątego 20 razy większe jak dla dźwigara pierwszego. Sprawa ta nie przedstawia się tak groźnie dla konstrukcji spawanej, jeżeli uwzględnimy, że również i momenty bezwładności dźwigara czwartego i piątego zwiększyły się 5.5 krotnie w stosunku do dźwigara pierwszego. Dlatego też naprężenia powyższe nie mogą służyć jako porównawcze pomiędzy kratą nitowaną i spawaną, ile raczej mają zwrócić uwagę, że należy dawać przy projektowaniu mostów spawanych jak najmniej sztywną kratę, ażeby nie wywołać za wysokich naprężeń drugorzędnych.

Naprężenia rozrywające szwów czołowych przy połączeniach węzłowych wypadły średnio $R_r = 2000\text{ kg/cm}^2$.

Najważniejsza kwestja jak się zachowują mosty spawane pod działaniem sił dynamicznych, jest jeszcze całkiem nierozwiązana. Przyczynia się do tego częściowo brak obiektów, na którychby można badania te przeprowadzić, częściowo zaś także to, że badanie szczególnie empiryczne wpływów obciążeń dynamicznych na mosty dopiero wyszło ze stadium początkowego, bo rozwój ich zaczął się właściwie dopiero po wojnie światowej.

Liczby i grafiki porównawcze naprężeń dynamicznych mostu nitowanego i takiego samego mostu spawanego otrzymane w jednakowych warunkach dałyby bezsprzecznie materiał, zapomocą którego można osądzić, jak się zachowują mosty spawane w stosunku do mostów nitowanych. Pytanie powyższe jest bardzo ważne, jeżeli się uwzględni możliwość wprowadzenia mostów spawanych jako tańszych.

Jak widzimy z powyższego, spawanie osiągnęło już bardzo dobre wyniki, a technika pracuje w dalszym ciągu nad osiągnięciem jeszcze lepszych rezultatów. Droga ku temu prowadzi przez:

- ulepszenie materiału łączącego — elektrod,
- możliwe usunięcie wpływów termicznych, które mogą wywołać zgubne naprężenia szczególnie w kierunku prostopadłym do szwu,
- osiągnięcie pewności połączeń spawanych takiej jaką posiadają połączenia nitowane,

znalezienie sposobu dokładnego badania wytrzymałości i dobroci szwu bez potrzeby zerwania tegoż, wyświetlenie współpracy statycznej prętów łączonych przy pomocy spawania, oraz przez zbadanie jak zachowują się konstrukcje spawane pod działaniem sił dynamicznych.

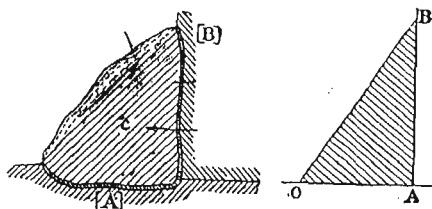
Są to kwestje, które sądząc po dotychczasowym postępie konstrukcyj spawanych, nie długo czekać będą na rozwiązanie, poczem konstrukcje spawane odegrają w budownictwie żelaznym rolę, jaką im się — ze względu na ich zalety — słusznie należy.

Marja Kubaszewska, inż. dróg i mostów.

Rozwój metody spawania we Francji.

Francuscy konstruktorzy pracują intensywnie nad zreformowaniem budownictwa żelaznego. Reforma ta dotyczy: materiałów, używanych do konstrukcji, sposobu obliczeń, oraz montażu. Metoda łączenia elementów konstrukcji żelaznych zapomocą spawania, która znajduje coraz szersze zastosowanie w budowlach inżynierskich, pociągnęła za sobą konieczność wprowadzenia nowych przekrojów, prostszych, a unikania przekrojów złożonych. Co do gatunku materiałów, to należy się spodziewać, że reforma pójdzie w kierunku stosowania materiałów pierwszorzędnych, co wpłynie na podwyższenie norm wytrzymałościowych, zmniejszenie wagi konstrukcji żelaznych, a więc i na obniżenie kosztów.

Metoda łączenia części metalowych zapomocą spawania ma we Francji wielu gorących zwolenników wśród sfer technicznych, zarówno naukowych, jak i wykonawczych. Z rodzajów spawania najbardziej rozpowszechnione są we Francji acetylenowo-tlenowe i łukiem elektrycznym. W niniejszym artykule omawiać będę jedynie ten drugi sposób, prawie wyłącznie stosowany do nowych konstrukcji, przenoszących duże obciążenia. Przyczyną, dla której spawanie elektryczne przewyższa sposób pierwszy, jest fakt, że powoduje ono mniejsze odkształcenia i mniejszą zmianą struktury metalu części spawanych, niż to ma miejsce przy spawaniu acetylenowo-tlenowym. To ostatnie jest używane we Francji przy naprawach części metalowych niewielkich rozmiarów, dzięki czemu po wykonaniu naprawy można te przedmioty poddać odpowiednim zabiegom termicznym, przywracającym tworzywu jego dawne własności mechaniczne w obszarze wpływu spawania.



Ryc. 1.

Rozwój spawania elektrycznego we Francji poszedł podobną drogą, jak w innych krajach. Przed przystąpieniem do opracowania projektu szczegółowego konstrukcji wykonywano cały szereg prób wytrzymałościowych dla różnych rodzajów połączeń, które następnie zastosowywano praktycznie. Na podstawie tych prób wprowadzono wzory empiryczne.

Pierwszą próbą ujęcia teoretycznego tego zagadnienia we Francji jest praca inż. A. Goelzer'a p. t. „La résistance élastique des joints soudés“¹⁾.

Ze względu na doniosłość, jaką ma dla każdego, kto się interesuje spawaniem, zdanie sobie sprawy z istoty

tej metody, podam tutaj niektóre dane, dotyczące się składu, własności fizycznych i mechanicznych połączenia spawanego. Z punktu widzenia metalograficznego, połączenie spawane składa się z następujących trzech obszarów (ryc. 1): A i B obszarów wpływu spoiny w dwóch połączonych ze sobą elementach, oraz z samej spoiny C — materiału elektrody. Te trzy obszary stanowią kompleks, przenoszący siły w określonych warunkach pewności. Badania mikroskopowe wykazują, że przy zetknięciu się materiału elektrody z ciałami A i B, rozgrzanymi do temperatury topnienia, powstaje zmiana struktury metalu, charakteryzująca się zmniejszeniem jego ziarn i wzajemnem przedzieraniem się kryształów elektrody i kryształów części łączonych. Komórki obu materiałów posiadają kształt wielokątów spłaszczonej. Materiał elektrody w szwie składa się z komórek o kształcie wielokątów nieforemnych, ułożonych nieregularnie, niespłaszczonych. Struktura zewnętrznej części szwu jest włóknista; ta część szwu nie bierze udziału w pracy spoiny i zwykle jest ścinana. Teoretycznie więc szew rozpatruje się jako trójkąt OBA.

Własności wytrzymałościowe, jakie powinien mieć materiał dobrej elektrody są następujące:

1. Współczynnik sprężystości:

$$E = 2\,000\,000 \div 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Wytrzymałość na rozciąganie powinna wynosić co najmniej 75 ÷ 80% wytrzymałości materiału elementów spawanych. Zwykle jednak elektrody robi się z materiałów lepszych gatunków o większej wytrzymałości, lub co najmniej równej wytrzymałości części łączonych.

3. Granica sprężystości wyższa, niż zwykłej miękkiej stali; może osiągnąć 80% wytrzymałości na rozzerwanie.

4. Wydłużenie średnie zmniejsza się ze wzrostem wytrzymałości na rozzerwanie.

5. Wytrzymałość na ścinanie wynosi 0.7 wytrzymałości na rozciąganie żelaza.

W pracy swojej inż. A. Goelzer podaje obliczenie spoin na ścinanie. Obliczenia te zostały wyprowadzone w założeniu równej wytrzymałości we wszystkich punktach szwów spawanych. Założenie to polega na tem że: 1. grubość szwów jest stała na całej długości; 2. szew wykonany jest bez błędów, powodujących zmniejszenie wytrzymałości. Ponieważ jednak w praktyce te idealne warunki podlegają odchyleniom, przeto dla ważnych budowli stosuje się obliczenie szwów na ścinanie, co daje większy współczynnik pewności w porównaniu z inną metodą obliczeń. O ile bowiem szwy podlegają naprężeniom rozciągającym, to różnica wytrzymałości poszczególnych części szwu zupełnie zmienia rozkład sił rozciągających, wywołuje dodatkowe naprężenia, przyczem zostaje nierozstrzygniętem pytanie, jaką największą wytrzymałość posiada spoina w dowolnym punkcie. Gdy natomiast szew pracuje na pokonanie sił ścinających, wówczas elementarne wytrzymałości dodają się do siebie

¹⁾ Génie Civil 22—29. XII. 1928 r.

i w rezultacie, jeżeli nawet w niektórych punktach wytrzymałość szwu nie jest wystarczającą, to wytrzymałość całości może być dostateczną. Stąd wniosek, że przy projektowaniu konstrukcji spawanej należy rozłożyć spoiny tak, aby pracowały na ścinanie.

W najogólniejszym wypadku w szwie powstają naprężenia ścinające normalne o składowych n_1, n_2, n_3 i styczne o składowych b_1, b_2, b_3 . Praktycznie zaś mamy do czynienia z dwoma wypadkami szczególnymi układów naprężeń i w zależności od tego rozróżniamy dwa typy szwów: podłużny i poprzeczny (czołowy i boczny według określenia prof. St. Bryły. „Spawanie elektryczne żelaza w budownictwie i mostownictwie“. *Przegląd Techniczny* r. 1927).

1. gdy $b_1 = b_2 = 0$; oraz $n_3 = 0$; zaś b_3, n_1 i n_2 różne od zera, czyli naprężenia normalne leżą w płaszczyźnie przekroju szwu.

2. gdy $b_3 = 0$; $n_1 = n_2 = 0$; b_1, b_2 i n_3 są różne od zera.

Drugim czynnikiem, który stanowić będzie fundament dla rozwoju omawianej metody, są wyniki gruntownych doświadczeń, dążących w trzech kierunkach:

1. badania materiałów, używanych przy spawaniu,
2. wytrzymałości i dokładności wykonania szwów,
3. wytrzymałości modeli konstrukcyj spawanych.

Przy badaniu materiałów, używanych do spawania, specjalną uwagę zwrócono na materiał elektrod, których skład chemiczny, własności fizyczne i wytrzymałościowe bada się w specjalnych laboratorjach. Chodzi tu o ustalenie własności poszczególnych typów elektrod.

Badanie dokładności wykonania szwów najskuteczniej przeprowadza się dwiema metodami: magnetyczną i roentgenologiczną. Metoda pierwsza (M. Roux)²⁾ polega na wytworzeniu pola magnetycznego. Każda przerwa lub niedokładne przetopienie spoiny może być przeto wykryte, gdyż w tych miejscach opiłki ułożą się gęściej (stała magnetyczna dla żelaza wynosi około 1000, dla powietrza zaś 1).



Ryc. 2.

Inż. A. Goelzer przeprowadził obliczenie tych dwóch rodzajów szwów i doszedł do wniosku, że szwy poprzeczne posiadają naprężenia wyższe przy tym samym układzie sił zewnętrznych od naprężeń, jakie powstają w szwach podłużnych, przyczem są rozłożone nieregularnie, podczas gdy szwy podłużne (boczne) wykazują naprężenia znacznie niższe, o rozkładzie regularnym. Stąd wniosek, że zarówno pod względem wyzyskania jaknajracjonalniejszej pracy spoiny, jak i łatwości obliczenia należałoby stosować w konstrukcjach spoiny podłużne, unikać zaś poprzecznych. Praca inż. A. Goelzer'a jest ogromnym krokiem naprzód, gdyż uzasadnia teoretycznie po raz pierwszy wyniki, otrzymane drogą eksperymentalną.

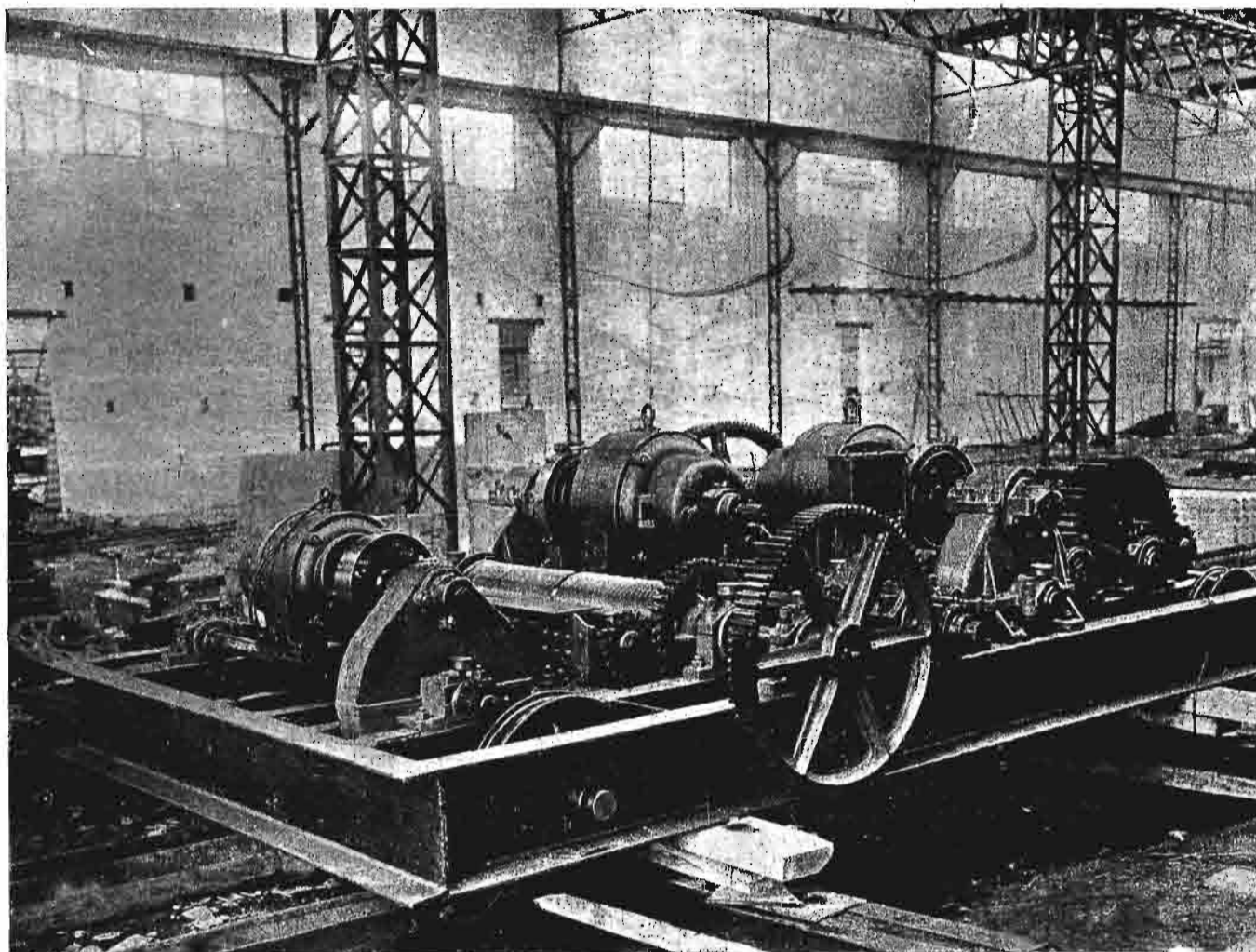
Metoda roentgenologiczna, wymagająca kosztownych i dużych urządzeń jest stosowana wyłącznie w laboratorjach, w przeciwieństwie do metody magnetycznej, łatwej w użyciu i taniej.

Badanie wytrzymałości konstrukcyj spawanych na specjalnie wykonanych modelach wykazało, iż większą wytrzymałość posiadały modele spawane od odpowiednich modeli nitowanych. Dzięki tym dodatnim wynikom prób, dokonanych na modelach, spawanie elektryczne we Francji rozwija się coraz śmielej i znalazło już zastosowanie w szeregu monumentalnych budowli inżynierskich.

²⁾ „Le Soudeur Coupeur“. Styczeń, październik 1928 r.

Zanim przystąpię do szczegółowego ich opisu pragnę złożyć gorące podziękowanie p. dr. A. Sznerrowi za umożliwienie mi zwiedzenia pracowni i laboratoriów fabryki „Perun“ w Paryżu, Zarządowi „Tow. L’Air Liquide“ w osobie pp. Philippon, Brasseur i Michaux za łaskawie udzielone mi fotografie do niniejszego artykułu, za ofiarowany mi bogaty materiał w formie czasopism i książek, a w szczególności p. inż. Pierre Guichon, który w ciągu mego pobytu w Paryżu poświęcił wiele czasu na udzielenie cennych objaśnień i zorganizowanie wycieczek technicznych.

N 14, pas dolny z teowników $75 \times 80 \times 7$, słupki z dwóch kątowników $40 \times 40 \times 4$ wzgl. $45 \times 45 \times 4,5$; krzyżulce z kątowników $40 \times 40 \times 4$ do $50 \times 50 \times 5$. Całkowita rozpiętość dźwigarów została podzielona na 8 przedziałów po $2,5 m$. Wysokość dźwigara wynosi $4,15 m$. Na pasie górnym znajdują się kątowniki, których spawanie do dwuteowników i blach pasowych powoduje zazwyczaj deformację pasa w czasie montażu, jednak przy budowie fabryki w Pont Sainte Maxence starano się zmniejszyć do minimum. Na ryc. 4 widzimy szczegóły konstrukcji pasa górnego.

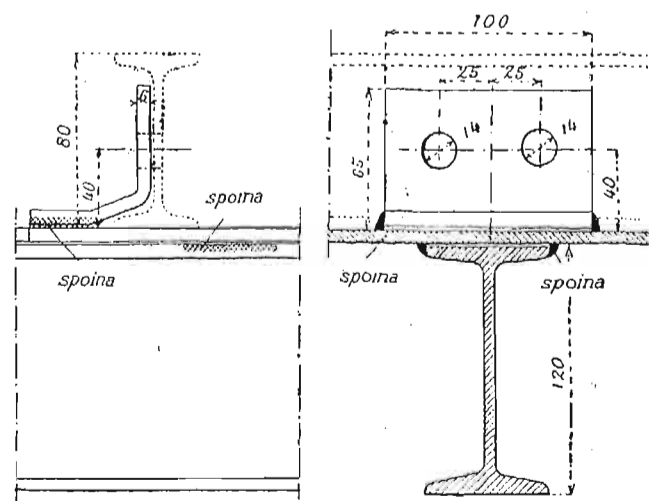


Ryc. 3.

Największą konstrukcją żelazną, wykonaną całkowicie zapomocą spawania łukiem elektrycznym, jaką zwiedziłam podczas swej bytności we Francji, jest hala fabryczna w Pont Sainte Maxence koło Campiègne w dep. Oise, wykonana przez Tow. Soudure Autogène Française według projektu, opracowanego przez Secrom (Société d'études pour la construction et la réparation des ouvrages métalliques), po uprzednim przeprowadzeniu studjów technicznych i ekonomicznych. Tow. Soudure Autogène Française zbudowało tę fabrykę dla własnego użytku celem prowadzenia wszelkich robót w zakresie konstrukcyj żelaznych, stosując wyłącznie metodę spawania.

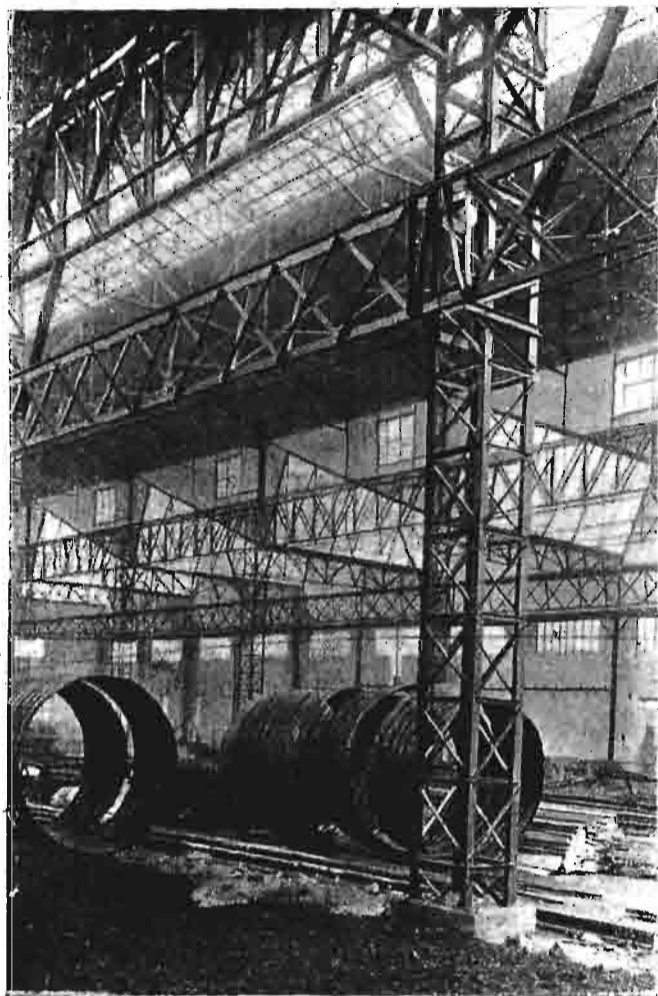
Całkowita szerokość budynku wynosi $40 m$ ($10 + 20 + 10$), długość $70 m$. Na ryc. 2 widzimy środkową część hali w czasie montażu. W tej części (rozpiętość $20 m$) znajduje się suwnica o nośności $25 t$, również całkowicie wykonana zapomocą spawania. Szkielet hali środkowej (ryc. 3) składa się z dźwigarów, rozstawionych co $10 m$, spoczywających na słupach żelaznych spawanych. Prócz tych dźwigarów zaprojektowano dźwigary pośrednie co $5 m$ o konstrukcji lżejszej od dźwigarów głównych. Pas górny dźwigarów głównych składa się z dwuteowników

Słupy środkowej części hali składają się z czterech teowników, powiązanych kratą z kątowników. Nadmienić wypada, że z powodu braku na rynku odpowiednich wy-



Rys. 4.

miarów teowników firma zdecydowała się na przecinanie dwuteowników płomieniem acetylenowo-tlenowym, co wypadło taniej od walcowania specjalnych profili. Po obydwóch stronach słupów przymocowane są belki kratowe dla suwnic, stanowiące jednocześnie związanie słupów. Belka środkowa ma wysokość ponad 7 m. i składa się z ceowników. Ceowniki słupków wchodzą wewnątrz ceowników pasów górnego i dolnego, zaś ceowniki krzyżulców obejmują nazewnątrz pasy i stężone są kątownikami. Belka zewnętrzna stanowi przesztywnioną kratę krzyżulcową o pasach z teowników (ryc. 5).



Ryc. 5.

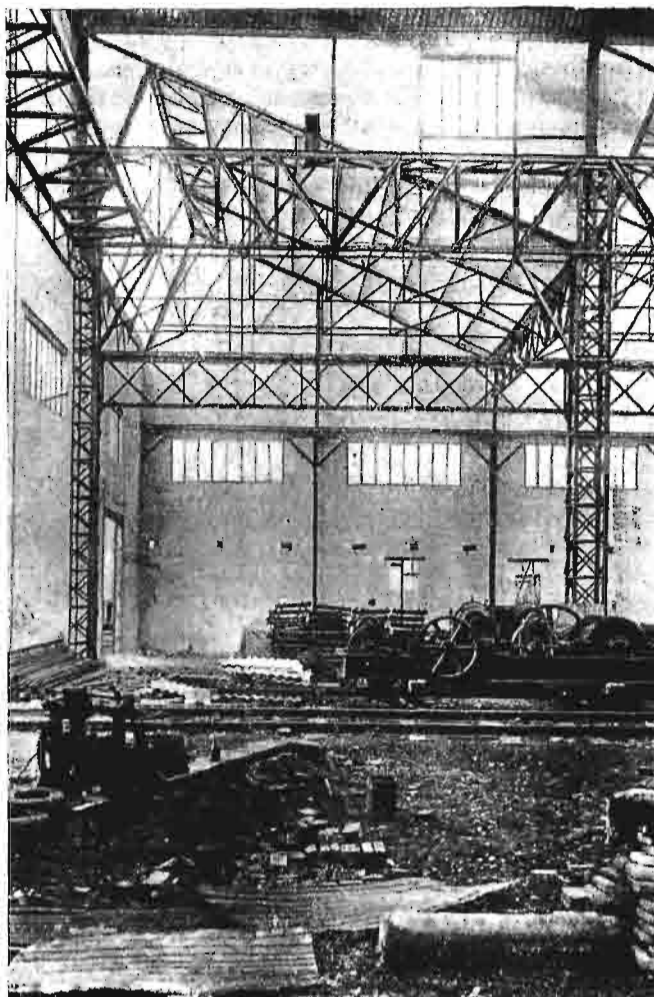
Boczne części hali mają więzary dachowe odmiennej konstrukcji. Są to szedy, opierające się z jednej strony na słupach części środkowej hali za pośrednictwem belek kratowych, podtrzymujących dźwigary pośrednie szedów (ryc. 6).

Waga omawianej konstrukcji zmniejszyła się o 20% w porównaniu z podobną konstrukcją nitowaną, dzięki zmniejszeniu straty materiału przez osłabienie przekrojów dziurami na nity, oraz na części łączące. Mimo to koszt budynku był tylko o około 8% mniejszy od kosztu odpowiedniego budynku nitowanego z powodu użycia drogich elektrod z pierwszorzędного materiału i wysokiego kosztu prądu miejscowego.

Nadmienić muszę, że cała konstrukcja robi bardzo estetyczne wrażenie dzięki swej lekkości, prostocie i nieprzeładowaniu częściami dodatkowymi dla połączeń, jak to ma miejsce w konstrukcjach nitowanych.

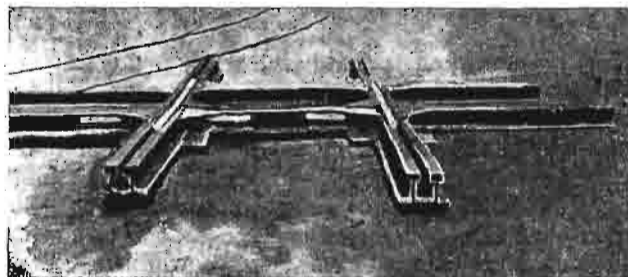
Dokładne obserwacje konstrukcji, czynione przez zarząd fabryki w Pont Sainte Maxence od czasu wybudowania hali, nie wykazały żadnych szkodliwych odkształceń, co skłoniło inicjatorów zastosowania spawania do przy-

stąpienia do budowy w pobliżu istniejącej nowej hali, zakrojonej na większą jeszcze skalę.



Ryc. 6.

Z powodu szczupłości miejsca nie mogę podać opisu szeregu mniejszych konstrukcji, wykonanych metodą spawania łukiem elektrycznym. Chcąc jednak wykazać, w jak wielu gałęziach techniki metoda ta znajduje zastosowanie, ograniczę się do podania kilku przykładów. Na ryc. 7 widzimy skrzyżowanie szyn tramwajowych, spojonych



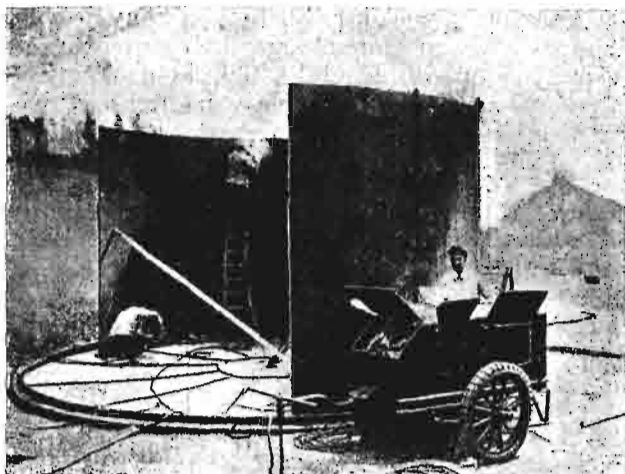
Ryc. 7.

przy pomocy łubków i podkładek stalowych. Utrzymanie polega na dopełnianiu części słabszego materiału w miejscach połączeń. Zaznaczyć należy, że użycie tutaj metody spawania jest bardzo korzystne pod względem ekonomicznym, gdyż Cie de Tramways électriques rozporządza własnym prądem elektrycznym.

Ryc. 8 przedstawia zbiornik do gazu o objętości 100 m³.

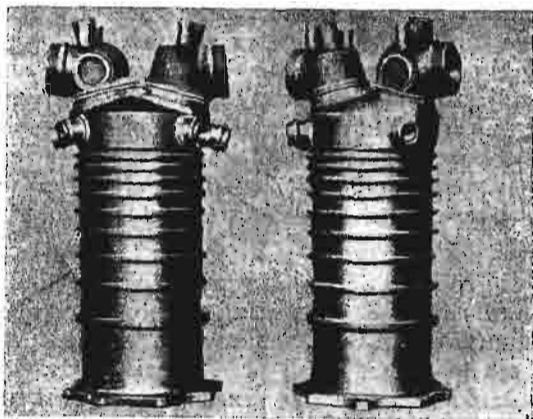
W przemyśle automobilowym metoda spawania ma szerokie zastosowanie przy budowie cylindrów motorów (ryc. 9).

Przy budowie okrętów spawanie jest stosowane z dużym powodzeniem. Na ryc. 10 widzimy statek morski „Camarguais“, który posiada około 5500 m szwów spawanych.



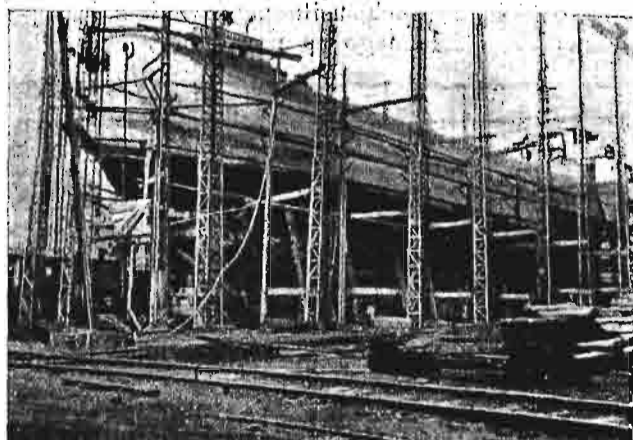
Ryc. 8.

Prócz powyższych przykładów podam tutaj specjalne zastosowanie spawania elektrycznego dla wzmocnienia mostu kolejowego przez ukrycie żelbetem wszystkich be-



Ryc. 9.

lek głównych mostu. Żelazo zbrojenia zostało przypocone do belek w celu bezpośredniego okrycia ich betonem (ryc. 11).



Ryc. 10.

Na zakończenie niniejszej pracy pragnę poruszyć sprawę, odgrywającą doniosłą rolę w stosowaniu spawa-

nia elektrycznego, mianowicie sprawę rodzaju prądu, jakiego należy używać w celu uzyskania jaknajlepszych szwów, oraz aby jaknajszybciej je wykonać. We Francji zwrócono szczególną uwagę na ten ważny czynnik i przeprowadzono wyczerpujące badania, które uwzględniały łatwość manipulowania elektrodą, oraz stałość i czułość regulacji. Niezmiernie bowiem ważną jest rzeczą, aby po uregulowaniu prąd zachowywał niezmiennie te same własności podczas całkowitego wykonania pracy. Badania te doprowadziły do następujących wniosków:

1. Przy użyciu prądu stałego łuk przerywa się trudniej, gdyż może się bardziej wydłużać od łuku prądu zmiennego. Ta pewność dopływu prądu stałego jest własnością bardzo cenną, jeżeli chodzi o wykonywanie szwów pionowych i ponad głową. Jednak zbyt duża wydłużalność łuku przy prądzie stałym wpływa niekorzystnie, gdyż powoduje utlenianie. Używając prądu zmiennego, a więc o łuku krótkim (najlepiej 3 do 3,5 mm) zjawisko utleniania metalu elektrody nie zachodzi, co wpływa na zwiększenie dobroci spoiny. Należałoby więc stosować, o ile to jest tylko możliwe, prąd zmienny, szczególnie do wykonania spawania zbiorników na wysokie ciśnienie, rezerwoarów i t. p.

2. Łatwość utrzymania odpowiedniej długości łuku zależy wyłącznie od wprawy spawacza. Obserwacje wykazały, że wyszkolenie spawaczy przy prądzie stałym trwa krócej, niż przy prądzie zmiennym z powodu łatwiejszego ustalenia łuku, lecz ta strata czasu opłaca się na przyszłość przez pewność dobrego wykonania spoin.

3. Szybkość wykonania pracy nie zależy od rodzaju użytego do spawania prądu, lecz jedynie od wprawy spawaczy. Dlatego też zajęto się we Francji bardzo systematycznym kształceniem odpowiednich sił przez organizowanie szkół specjalnych. Przy Tow. L'Air Liquide w Paryżu istnieje doskonale postawiona szkoła spawaczy pod kierownictwem wybitnych inżynierów fachowców, wyposażona w odpowiednie przyrządy i bogate laboratorium. Całkowity kurs w szkole trwa kilka miesięcy i obejmuje całokształt metody spawania, a więc spawanie acetylenowo-tlenowe i elektryczne.



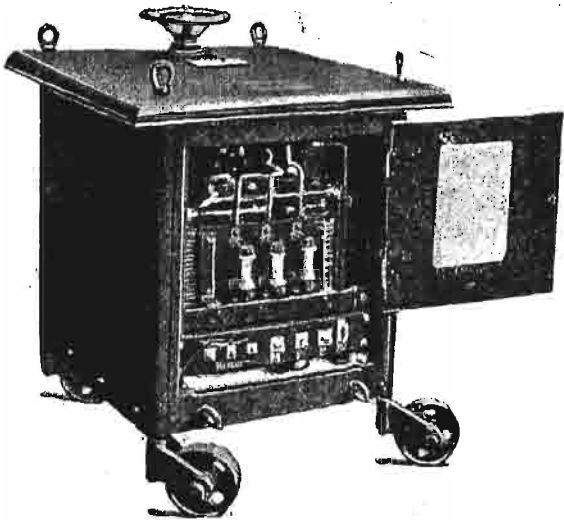
Ryc. 11.

Tutaj nadmienić muszę, że zarówno w szkole, jak w praktyce fabrycznej istnieje we Francji w tej dziedzinie wyraźna konkurencja w wykonaniu prac między kobietami i mężczyznami i to na korzyść kobiet.

4. Koszt prądu zależy od warunków miejscowych, lecz prąd zmienny daje większy współczynnik użyteczności, a więc kalkuluje się teoretycznie taniej. Nadto częstokroć opłaca się transformowanie prądu, o ile napięcie przekracza 110 Volt do napięcia, potrzebnego do spawania t. j. przy prądzie stałym do 50—55 Volt, przy prądzie zmiennym 70—80 Volt (napięcia, potrzebne do zapalenia łuku). Napięcie 110 Volt stanowi granicę, do której można jeszcze stosować regulację oporową i absorbcyjną, lub przez włączenie w obwód cewką samoindukcyjną. Powyżej tej granicy napięcia koniecznym jest ze względów ekonomicznych transformowanie prądu.

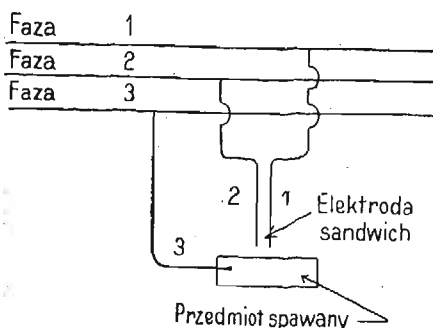
Ponieważ przy zastosowaniu spawania najdroższymi są: robocizna i koszt prądu, które nieraz pochłaniają zysk, otrzymany przez znaczne zmniejszenie wagi konstrukcji, przeto poszukiwania inżynierów dążą w kierunku obniżenia tych kosztów przez ulepszenie maszyn dla osiągnięcia największej ich wydajności i umożliwienia szybkiego wykonania pracy.

Największą zdobyczą w tej dziedzinie we Francji jest specjalna metoda „Sandwich“, polegająca na bezpośrednim użyciu do spawania prądu dwufazowego, przetworzonego z prądu trójfazowego. Maszyna „Sandwich“ składa się z motoru prądu trójfazowego, transformatora, obniżającego napięcie i dostarczającego prądu dwufazowego, trzech przewodów, cewki samoindukcyjnej regulującej i kontaktu (rys. 12).



Rys. 12.

Różnica między tym systemem a innymi polega na tem, że spawanie uskutecznia się tu zapomocą elektrody, składającej się z dwóch pałeczek metalowych, zbliżonych do siebie. Każda z części elektrody podwójnej jest

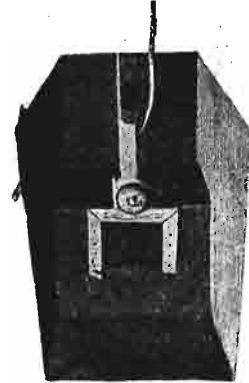


Rys. 13.

zaopatrzona zapomocą specjalnych uchwytów w jedną z dwóch faz prądu wtórnego; powrót prądu odbywa się

przez trzeci przewód, połączony z przedmiotem spawanym (rys. 13).

W celu uniknięcia powstania iskry między dwiema fazami bądź to na końcu elektrody, gdy spawacz unosi elektrodę od przedmiotu spawanego, bądź też przy uchwytach podczas zmiany elektrody, umieszczony jest kontakt na przewodzie prądu pierwotnego, który umożliwia przerwanie dopływu prądu. Kontakt ten, kontrolowany zapomocą przerywacza, umieszczonego na masce spawacza zapobiega stracie prądu w transformatorze (rys. 14).



Rys. 14.

Regulacja natężenia prądu odbywa się zapomocą cewki indukcyjnej. Zasadniczą zaletą metody „Sandwich“ jest ściśle zrównoważenie trzech faz, co wpływa na oszczędność pracy i prądu, oraz duża wydajność (min. 87%). Możliwym jest uniknięcie transformowania prądu z trójfazowego na dwufazowy przez przeprowadzenie dwóch faz do pałeczek podwójnej elektrody, trzeciej zaś do przedmiotu spawanego. Sposób ten jest jednakże gorszy, gdyż powoduje przyklejanie się metalu do przedmiotu spawanego.

Użycie podwójnej elektrody wpływa dodatnio na stałość łuku i dobroć wykonanej spoiny. Stosując bowiem prąd zmienny dwufazowy, mamy do czynienia z następującym zjawiskiem: jeżeli prąd chwilowy w jednej pałeczce elektrody przechodzi przez 0, wówczas w drugiej osiąga maximum, co wpływa na obniżenie natężenia przy zapaleniu łuku; prócz tego traci się mniej ciepła, wypromienionego przez elektrodę, co powoduje szybsze i równomierniejsze topienie się metalu, co wpływa dodatnio na jakość szwu.

Z powyższych rozważań widzimy, że metoda spawania jest wszechstronnie opracowywana przez inżynierów francuskich, których usilnym dążeniem jest pchnięcie budownictwa żelaznego na nowe tory.

Program walcowania znormalizowanych szyn kopalnianych i wąskotorowych przynależnych akcesoriów

wydany nakładem Syndykatu Polskich Hut Żelaznych przesyłamy zainteresowanym firmom i instytucjom.

JULIUSZ WEISS, koleje polne, leśne i fabryczne we Lwowie.